



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS CON MUROS DE CONCRETO
ARMADO**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO
QUE PRESENTA EL BACHILLER:**

CÉSAR MIGUEL VILLEGAS GONZÁLEZ

ASESOR: ING. GIANFRANCO OTTAZZI PASINO

LIMA, MARZO 2010

RESUMEN

Se ha realizado el diseño estructural de un edificio de seis pisos con tres departamentos por piso, ubicado en el distrito de Lince, Lima.

La estructura del edificio es de muros de ductilidad limitada de 0.12m de espesor en la dirección longitudinal, y de muros de concreto armado de 0.25m en el sentido transversal. Los techos son aligerados convencionales de 0.17m de espesor. Este sistema se eligió luego de comparar los costos con relación a una losa maciza de 12cm de espesor.

Se han utilizado vigas peraltadas acoplando las placas, logrando de esta manera que la energía inducida por el sismo sea disipada. Se utilizaron vigas chatas para cargar tabiques, y también en zonas donde la arquitectura no permite el uso de vigas peraltadas. Se ha utilizado una losa maciza de 0.20m de espesor en la zona que une ambos bloques del edificio, porque se pueden producir esfuerzos altos en caso sismos.

Para la cimentación, se ha elegido el sistema de cimientos corridos armados conectados. También se han utilizado Vigas de cimentación para contrarrestar la carga excéntrica que tienen los cimientos corridos en el límite de propiedad.

Se hicieron dos análisis sísmicos, el estático y el dinámico y se compararon los derivas y fuerzas internas en cada uno de los elementos estructurales, usándose el modelo dinámico para el diseño.

El análisis y diseño se han realizado de acuerdo a los requerimientos de las Normas NTE E.020: (Cargas), NTE E.030 (Diseño Sismorresistente), NTE E.050 (Suelos y Cimentaciones) y NTE E.060 (Concreto Armado) y de acuerdo a las Especificaciones Normativas para el Diseño en Concreto Armado en el caso de Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

INDICE

Pág.

PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO, METRADO Y ANÁLISIS

1. Descripción del Proyecto Arquitectónico	1
2. Estructuración	
2.1. Descripción de la Estructuración	4
2.2. Criterios de estructuración	7
3. Pre dimensionamiento	
3.1. Muros de Ductilidad Limitada y Muros Estructurales	10
3.2. Losas Aligeradas con Viguetas convencionales	12
3.3. Losas Macizas	12
3.4. Escaleras	12
4. Metrado y Análisis por Cargas de Gravedad	
4.1. Metrado de Losa Aligerada con Viguetas convencionales	13
4.2. Metrado de Losas Macizas	14
4.3. Metrado de Muros	14
4.4. Metrado de Escalera	16
5. Análisis Sísmico	
5.1. Introducción	17
5.2. Parámetros del Análisis Sísmico	17
5.2.1. Parámetros de Sitio	17
5.2.1.1. Zonificación: Factor Z	
5.2.1.2. Condiciones Geotécnicas: Factor S y T_p	
5.2.1.3. Factor de Amplificación Sísmica: Factor C	
5.2.2. Requisitos Generales	19
5.2.2.1. Categoría de las Edificaciones: Factor U	
5.2.2.2. Configuración Estructural	
5.2.2.3. Sistema Estructural: Coeficiente de Reducción R	

5.3. Análisis Estático	
5.3.1. Generalidades	21
5.3.2. Período Fundamental	21
5.3.3. Fuerza Cortante mínima en la base	22
5.3.4. Peso de la Edificación	22
5.3.5. Distribución de la Fuerza Sísmica en la altura	23
5.3.6. Efectos de Torsión	24
5.3.7. Desplazamientos Laterales	25
5.3.8. Fuerzas Internas	26
5.4. Análisis Dinámico	
5.4.1. Generalidades	27
5.4.2. Procedimiento del Análisis Dinámico con el programa Etabs	27
5.4.3. Fuerza Cortante Mínima en la base	31
5.4.4. Peso de la Edificación	31
5.4.5. Período de Vibración	31
5.4.6. Efectos de Torsión	33
5.4.7. Desplazamientos Laterales	34
5.4.8. Fuerzas Internas	35
5.5. Comparación: Análisis Estático vs. Análisis Dinámico	36
5.6. Junta de Separación Sísmica	37

PARTE 2: DISEÑO

6. Generalidades del Diseño	
6.1. Resistencia Requerida	38
6.2. Resistencia de Diseño	38
6.3. Diseño por Flexión	39
6.4. Diseño por Flexo compresión	39
6.5. Diseño por Cortante	39
7. Diseño de Losa Aligerada con Viguetas convencionales	41
8. Diseño de Losa Maciza	
8.1. Diseño por Flexión	44
8.2. Diseño por Cortante	45

9. Diseño de Vigas Chatas	
9.1. Diseño de viga chata gobernada por carga vertical	45
9.1.1. Diseño por flexión	
9.1.2. Diseño por corte	
9.2. Diseño de viga chata gobernada por sismo	48
9.2.1. Diseño por flexión	
9.2.2. Diseño por corte	
10. Diseño de Vigas Peraltables	
10.1. Ejemplo 1	51
10.1.1. Diseño por flexión	
10.1.2. Diseño por corte	
10.2. Ejemplo 2	54
10.2.1. Diseño por flexión	
10.2.2. Diseño por corte	
11. Diseño de Muros	
11.1. Consideraciones Generales	57
11.1.1. Materiales	
11.1.2. Diseño	
11.2. Diseño por Flexo compresión	59
11.3. Diseño por Capacidad	64
11.4. Diseño por Corte Fricción	65
12. Diseño de Escalera	
12.1. Diseño por Flexión	65
12.2. Diseño por Cortante	66
13. Diseño de la Cisterna y Cuarto de Bombas	
13.1. Diseño de Muros	67
13.1.1. Diseño por Flexión y Cortante	
13.2. Diseño de Techo y Fondo de Losa	68
13.2.1. Losa de Techo	
13.2.2. Losa de Fondo	

14. Diseño del Cuarto de Máquinas	
14.1. Diseño de Muros	69
14.2. Diseño de Techo y Fondo de Losa	69
14.2.1. Losa de Techo	
14.2.2. Losa de Fondo	
 <u>PARTE 3: CIMENTACION</u>	
15. Cimientos Corridos	
15.1. Consideraciones Generales	70
15.2. Pre dimensionamiento del Cimiento	72
15.2.1. Ejemplo de Pre dimensionamiento	73
15.3. Longitud de Anclaje en cimientos	74
 16. Zapata del muro 04	
16.1. Predimensionamiento de la Zapata	75
16.2. Análisis por Cortante	80
16.3. Diseño por Flexión	81
 <u>PARTE 4: DISTRIBUCION DE FUERZAS SÍSMICAS EN MUROS DE CORTE CON RIGIDEZ EN AMBAS DIRECCIONES.</u>	
17. Análisis estático de una estructura simple y simétrica para sismo en Y	83
17.1. Distribución de fuerzas sísmicas según el programa Etabs	84
17.2. Partición del Pier para un muro con rigidez en sus dos direcciones	85
17.3. Modelo ideal para un muro con rigidez en sus dos direcciones.	86
 <u>PARTE 5: METRADO DE ACERO Y CONCRETO</u>	
 18. Metrado de acero y concreto	87
 CONCLUSIONES	88
 REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍAS	89

PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO, METRADO Y ANÁLISIS

1.DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Este proyecto se generó a partir de un proyecto real, construido en el distrito de Jesús María, al cual se le hizo modificaciones arquitectónicas importantes.

El proyecto consiste en un edificio multifamiliar, de uso residencial, sobre un terreno de 638 m², ubicado en el Distrito de Lince. El Edificio tiene seis pisos, con tres departamentos por piso, con una altura total de 15.75 m., siendo la altura de piso a piso de 2.60 m.

En el terreno, se ha techado un área de 278 m², dejando 360 m² (77 %) de área libre, donde se desarrollan los jardines y los estacionamientos. En los niveles superiores, hasta llegar al 6º piso, se han emplazado tres departamentos por piso, con un total de 18 departamentos, y un área techada total de 1668 m².

Los estacionamientos se han ubicado en los dos frentes del terreno, teniéndose un total de 15 estacionamientos.

Se tienen cinco distribuciones distintas de departamentos:

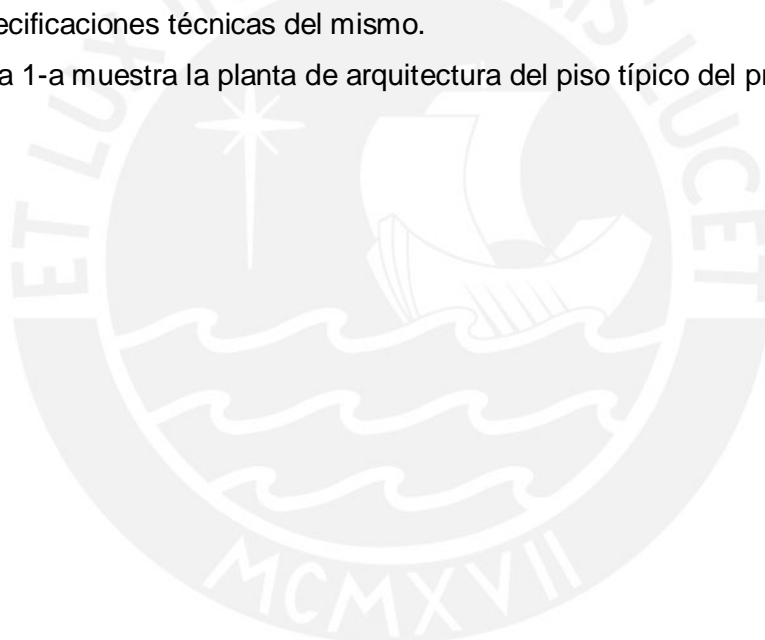
- Departamento en el primer piso: D101,D102 y D103.
 - D101, con un área de 103.65 m². Tiene Sala-Comedor, Cocina, dos Dormitorios, dos Baños, Lavandería, un Estudio y una Terraza.
 - D-102: Con un área de 73.10 m². Tiene Sala, Comedor, Cocina, dos Dormitorios, un Baño, Lavandería y una Terraza.
 - D-103: Con un área de 163.80 m². Tiene Sala-Comedor, Cocina, dos Dormitorios, dos Baños, Lavandería y una Terraza.
- Departamentos del segundo al sexto piso: ((D201 al D601)=(D202 al D602)) y (D203 al D603).
 - D201 al D601: Con un área de 79.33 m². Tiene Sala-Comedor, Cocina-Lavandería, dos Dormitorios, un Estudio y dos Baños.
 - D202 al D602: Con un área de 79.33 m². Tiene Sala-Comedor, Cocina-Lavandería, dos Dormitorios, un Estudio y dos Baños.

- D203 al D603: Con un área de 83.50 m². Tiene Sala-Comedor, Cocina-Lavandería, dos Dormitorios, un Estudio y dos Baños.

Para el suministro de agua potable para consumo doméstico, se ha considerado una cisterna, con una capacidad de 14 m³. El Sistema de bombeo es del tipo de presión constante y velocidad variable (sistema hidroneumático), con el cual se impulsará y distribuirá el agua a los diferentes servicios higiénicos y otros servicios de los departamentos. Es práctica actual que cada departamento tenga un medidor de agua para su control de consumo.

Encima de la azotea se ubica el cuarto de máquinas del ascensor, el cual se ha dimensionado teniendo en cuenta las especificaciones técnicas del ascensor a instalarse. También se tomó en cuenta las dimensiones del PIT del ascensor según las especificaciones técnicas del mismo.

La figura 1-a muestra la planta de arquitectura del piso típico del proyecto.



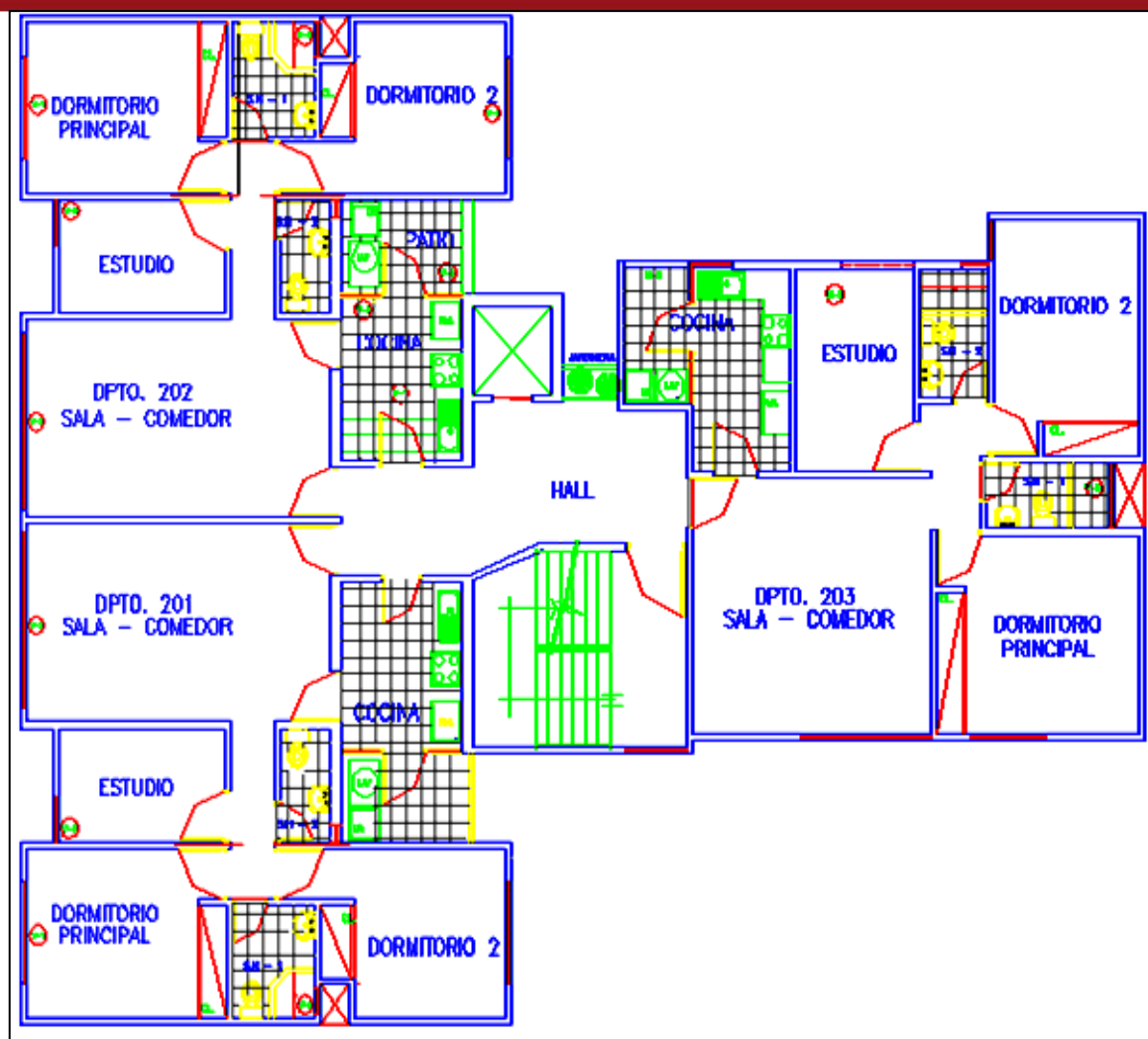
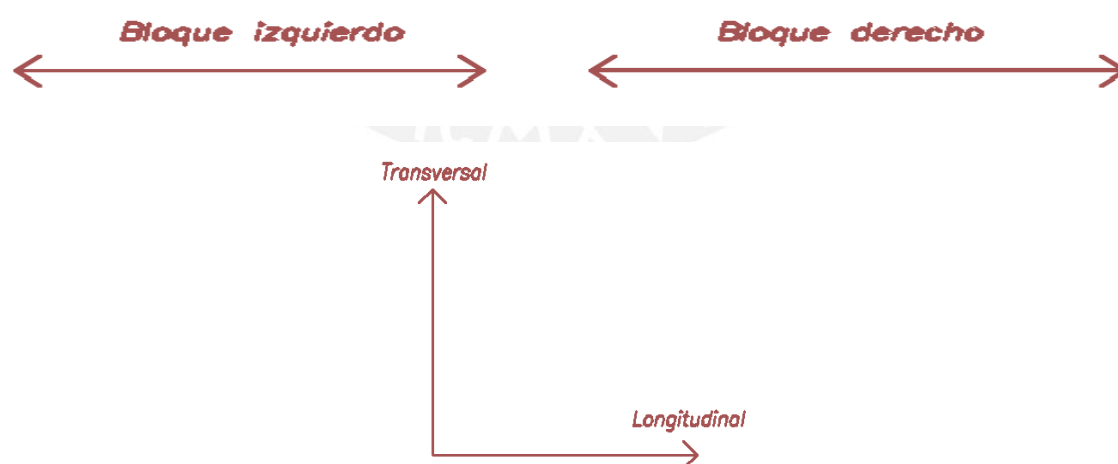


Figura 1-a: Planta Piso Típico de Arquitectura



2. ESTRUCTURACIÓN

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN

La arquitectura inicial tenía una gran densidad de muros continuos de 12cm y 15 cm en la dirección longitudinal del edificio desde el 1er al 6to piso. Debido a la gran densidad de muros y el número de pisos, se uniformizó el espesor de los muros a 12cm, por lo tanto la estructuración del edificio en la dirección longitudinal, se realizó sobre la base de **Muros de Ductilidad Limitada**. Estos fueron diseñados según lo descrito en las “Especificaciones Normativas para Diseño en concreto armado de EMDL”.(referencia1)

En la arquitectura inicial del bloque izquierdo del edificio, la densidad de muros es baja en la dirección transversal. Por lo tanto aquí se optó por tener muros de 25cm, y en el bloque derecho del edificio, que sí cuenta con una buena densidad de muros, se decidió utilizar muros de 12 cm. En conclusión, en la dirección transversal tenemos dos sistemas estructurales: muros de ductilidad limitada y muros de concreto armado.

Los muros de ductilidad limitada se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes.

Los muros de ductilidad limitada tienen las siguientes características:

- Muros con espesores reducidos: 10 ó 12cm.
- Los muros no cuentan en sus extremos con estribos de confinamiento por ser de espesor reducido, que impide el montaje de estribos.
- El refuerzo vertical de los muros se dispone como una sola malla, debido a que sería dificultoso vaciar y vibrar el concreto en caso existiera doble malla, por el espesor pequeño del muro y la necesidad de cumplir con los recubrimientos mínimos.

Normalmente en nuestro medio, para los edificios con muros de ductilidad limitada, se usan como sistema de piso losas macizas y/o aligeradas, las cuales además de soportar las cargas de gravedad, cumplen la función de diafragma rígido. Se han utilizado dos sistemas de pisos para este proyecto:

-Losas Aligeradas con Viguetas convencionales espaciadas 0.40m, con espesor de $h=17$ cm en los departamentos. Se escogió este sistema porque es más económico, como se puede corroborar con los metrados presentados en la tabla 2.1-a. Los precios unitarios se escogieron de la empresa R y A, de febrero del 2009.

Este sistema cuenta con un mejor aislamiento acústico que las losas macizas delgadas de $h=12$ cm, dando más comodidad al usuario al aminorar los ruidos entre departamentos contiguos.

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio Unitario	Parcial (S/.)
1	LOSA MACIZA $h=12$cm				112,798
1.01	CONCRETO PREMEZCLADO $F'c=210$ KG/CM ² C/FIBRA POLIPROPILENO- LOSA MACIZA	m ³	207.00	244.74	50,661
1.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METALICO - LOSAS MACIZAS	m ²	1,592.00	11.50	18,308
1.03	ACERO $F_y=4200$ KG/CM ² GRADO 60 - REFUERZO INTERIOR DE LOSA	kg	10,337.00	4.24	43,829
2	LOSA ALIGERAFDA $h=17$cm				110,960
2.01	CONCRETO PREMEZCLADO $F'c=210$ KG/CM ² LOSA ALIGERADA	m ³	164.00	232.60	38,146
2.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSAS ALIGERADAS	m ²	1,592.00	11.50	18,308
2.03	ACERO $F_y=4200$ KG/CM ² GRADO 60 - REFUERZO INTERIOR DE LOSA	kg	8,040.00	4.24	34,090
2.04	LADRILLO HUECO DE TECHO 12X30X30	und	9,585.00	2.13	20,416
	DIFERENCIA		1838.01		

Tabla 2.1-a: Metrados de losa maciza y aligerada

-Losas Macizas, con espesor de $h=20$ cm en el hall que comunica a ambos bloques del edificio. Se escogió este sistema para darle mayor rigidez al diafragma, ya que en esta zona hay concentraciones de esfuerzos elevados. Así evitamos separar ambos bloques y logramos que la losa total se comporte como un diafragma rígido y reparta las fuerzas sísmicas de acuerdo a nuestras suposiciones utilizadas en el análisis sísmico.

El proyecto arquitectónico especifica vanos que llegan hasta el fondo de las losas, por ello se pre-dimensionaron y diseñaron **Vigas Chatas**. También fue necesario utilizar **Vigas Peraltadas**, para mejorar la disipación de energía frente a sollicitaciones sísmicas.

Se ha considerado la tabiquería con bloques tipo P7, tales como los alféizares de los vanos, algunos muros interiores y otros cerramientos internos como los closets.

El aporte de la tabiquería a la rigidez no ha sido considerada en el modelo sísmico, dada la gran rigidez que aportan los muros de concreto armado en las dos direcciones y la pequeña cantidad de tabiquería presente en este edificio.

Respecto a la **cimentación**, se ha elegido el sistema de cimientos corridos conectados con concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$. También tenemos Vigas de cimentación para contrarrestar la carga excéntrica que tienen los cimientos corridos en el límite de propiedad.

El cuarto de máquinas del ascensor es de muros de concreto armado, prolongación de los muros de la caja del ascensor. El piso del cuarto de máquinas tiene una losa maciza de $h=15 \text{ cm}$ y el techo una losa maciza de $h=12 \text{ cm}$.

La cisterna está estructurada con muros de concreto armado de espesor $e=15 \text{ cm}$ y losas macizas de piso y techo con espesor $e=15 \text{ cm}$.

Los muros de cerco, se han diseñado como muros de concreto armado y su cimentación es corrida.

La figura 2.1-a, muestra la estructura de la planta típica de techos.

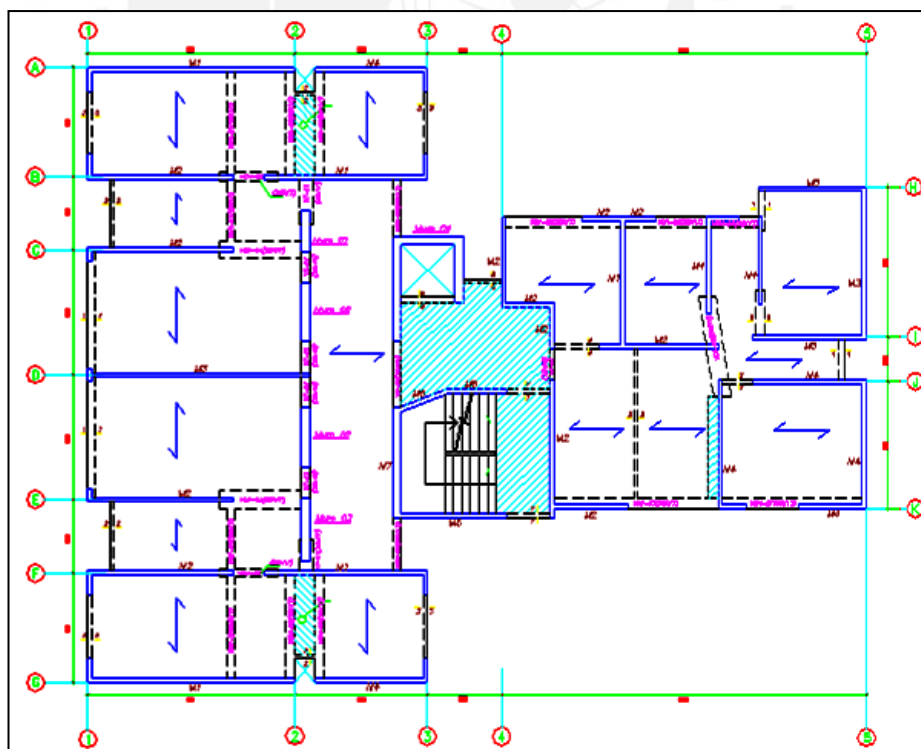


Figura 2.1-a: Planta Típica de Techos

2.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Un objetivo importante del diseño, es poder estructurar la edificación, de tal manera que ésta tenga un buen comportamiento sísmico. Por ello se han tenido en cuenta lo especificado en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (referencia 2), donde el autor cita los principales criterios a tomar para lograr una estructura sismo-resistente, los cuales son:

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y Continuidad de la Estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de las losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (Diafragma Rígido)
- Influencia de los Elementos no Estructurales

A continuación se analizarán para este proyecto, cada uno de los criterios de estructuración, no cumpliéndose al 100%, debido a requerimientos arquitectónicos.

SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

Existen dos razones por las que es muy importante contar con una **estructura simple**:

1. Mayor capacidad o probabilidad del Ingeniero de predecir el comportamiento sísmico de la estructura.
2. Mayor confiabilidad en el modelo idealizado de la estructura.

En el bloque del lado izquierdo del edificio tenemos una estructura simple y simétrica, pero en el bloque del lado derecho no tenemos simplicidad ni simetría, por lo tanto tenemos un edificio asimétrico en general.

RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Debido al sistema estructural empleado del edificio de muros en sus dos direcciones principales, éste cuenta con una adecuada **Resistencia** sísmica.

Una de las características este tipo de sistema de muros, es su poca **Ductilidad**, sin embargo debemos mencionar que la gran densidad de muros de concreto en sus dos direcciones, permite que sus desplazamientos sean pequeños con respecto a otros sistemas estructurales, logrando que el sismo no le requiera ductilidades mayores a la poca ductilidad que posee la estructura.

HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Básicamente el sistema estructural es de muros en voladizo, pero también contamos con muros acoplados dándole mayor hiperestaticidad a la estructura.

UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

Sí se cuenta con una buena uniformidad y continuidad de los elementos estructurales en elevación.

RIGIDEZ LATERAL

Uno de los objetivos principales del análisis y diseño de una estructura, es de restringir los desplazamientos laterales según los valores estipulados en la Norma NTE-0.30 (referencia 3), para ello es necesario que la estructura esté provista de una adecuada rigidez lateral, para así evitar deformaciones importantes producidas por los sismos.

El proyecto como antes se ha mencionado, cuenta con muros en sus dos direcciones principales, los cuales le proveen gran Rigidez Lateral (siendo mayor en la dirección longitudinal). Ello permite, el no tener que aislar la tabiquería de los elementos estructurales, ya que no se espera tener grandes desplazamientos laterales ante la presencia de un sismo.

EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITEN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD (DIAFRAGMA RIGIDO)

Se ha tomado como hipótesis, considerar las losas de la edificación como elementos rígidos en su plano. Esto nos garantiza que las fuerzas sísmicas se distribuyan de acuerdo a la rigidez de los elementos en planta y que los elementos estructurales de un mismo nivel, en ausencia de torsión en planta tengan la misma deformación lateral. Por esta razón, se decidió colocar losa maciza en la zona que unen los dos bloques del edificio.

Debemos mencionar algo muy importante: la caja de la escalera, la caja ascensor y los dos muros de concreto encierran a esta losa maciza, haciéndola aún mucho más rígida, por lo que no fue necesario separar ambos bloques.

INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Se puede decir que el haber prescindido de la tabiquería en el modelo estructural, no debería afectar de manera importante los resultados del análisis sísmico.

En una estructura rígida como la del proyecto, en donde se dispone de muros de concreto en las dos direcciones principales, su rigidez es mucho mayor en comparación con la rigidez que aporta la tabiquería.

MATERIALES

Se usará concreto de $F'c=210\text{kg/cm}^2$.

Se usará acero grado 60 con $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

3. PRE-DIMENSIONAMIENTO

3.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y MUROS ESTRUCTURALES

Para el pre-dimensionamiento de los **Muros de Ductilidad Limitada (MDL)** en ambas direcciones, se ha tenido en cuenta lo descrito en Especificaciones Normativas para diseño en concreto armado en EMDL, Especificaciones Normativas para diseño Sismo resistente en EMDL y la Norma E.060. (referencias 1,4 y 5 respectivamente)

Las Especificaciones Normativas para diseño Sismo Resistente en EMDL permite:

- Uso de muros de ductilidad limitada en edificios con un máximo de 7 pisos: Este límite se cumple en el proyecto ya que tenemos 6pisos.
- Espesor mínimo de 10 cm: El proyecto cuenta con espesores de 12cm.

Para el pre-dimensionamiento de los **Muros Estructurales** se tomó en cuenta la baja densidad de muros en el sentido transversal en el bloque izquierdo del edificio, por lo que se tomó un espesor de 25 cm que se estimó adecuado.

De acuerdo al artículo 15.3 de la Norma E.060, se deberá verificar que la resistencia del muro a compresión sea mayor a las cargas actuantes amplificadas. De lo contrario se deberá aumentar el espesor del muro. Esta verificación es para MDL y para Muros Estructurales.

La siguiente expresión estima la resistencia a carga vertical de un muro diseñado como elemento en compresión:

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \times \Phi \times f'_c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{k(l_c)}{32(t)} \right)^2 \right]$$

Donde:

$\Phi = 0.7$,

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$,

l_c = distancia vertical entre apoyos = 2.90m (longitud medida desde la parte superior de la zapata hasta la línea media del techo del 1er piso).

A_g = área bruta de la sección

t = espesor del muro

k = factor de restricción = 0.8

A continuación se toma como ejemplo el muro M2, ubicado en el eje C (figura 3.1-a), para verificar que se cumpla siguiente desigualdad:

$$P_u \leq \Phi P_{nw}$$

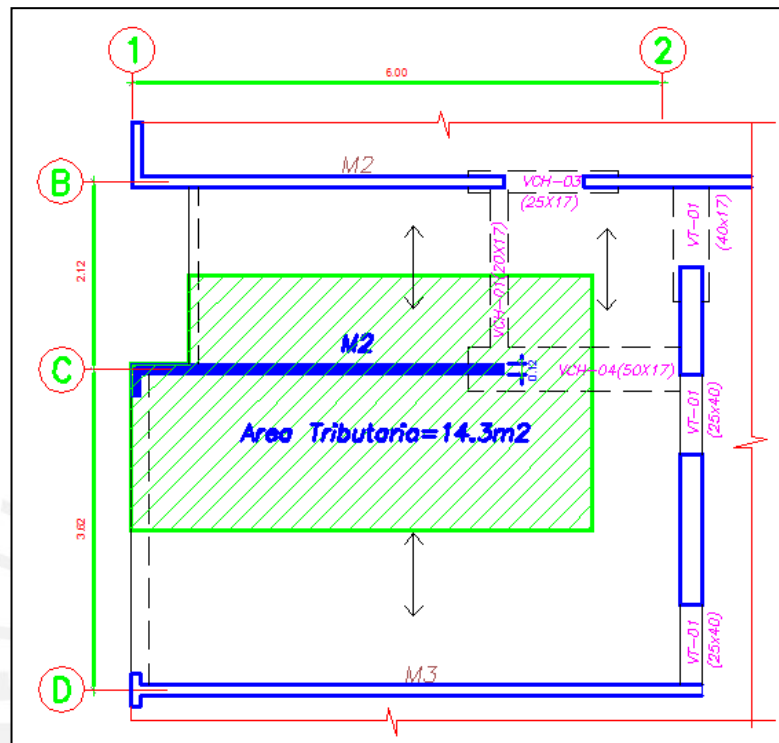


Figura 3.1-a: Muro M2 de Ductilidad Limitada

Pu (1° piso):

Área en planta del muro = 0.53m²

Altura total del muro = 16.05m

Peso específico del concreto=2.4tn/m³

Wm/techo=0.28tn/m²

Wm/piso terminado=0.10tn/m²

W(v)(típico)=0.2tn/m²

W(v)(azotea)=0.1tn/m²

Área tributaria=14.3m²

Peso total del muro = (0.53m² x 16.05m)x2.4tn/m³= 20.4tn

Peso total del techo = (0.28tn/m²+0.1tn/m²)x14.3m²x6pisos=32.6tn

W(v) total del techo = (0.2tn/m² x 14.3m² x 5pisos + 0.1tn/m² x 14.3 x 1piso)=15.7tn

Carga muerta total=20.4tn+32.6tn ≈ 53tn

Carga viva total ≈15.7tn

$P_u = 1.5 (53) + 1.8 (15.7) \approx 108tn$

ΦP_{nw} :

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \times 0.7 \times 210 \times 5300 \times [1 - (0.8 \times 290 / 32 \times 12)^2] \approx 272 \text{ tn}$$

Entonces,

$$P_u = 107.8 \text{ tn} \leq \Phi P_{nw} \approx 272 \text{ ton, OK}$$

3.2 LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS CONVENCIONALES

Este sistema de techado se escogió porque en la tabla 2.1-a resultó ser más económico y tiene un mejor aislamiento acústico que las losas macizas. Además las tuberías de desagüe estarán empotradas en la losa aligerada sin problemas, por lo que no necesitamos ensanchar la losa ni colocar un falso techo.

Para escoger el espesor de la losa, se ha tenido en cuenta las luces de los paños. En este caso la mayoría de luces son menores que 4m, siendo posible usar 17cm de espesor.

También se decidió el espaciamiento entre viguetas, de acuerdo a las dimensiones del ladrillo de arcilla, que son 30 cm de largo y un ancho de vigueta de 10cm (usado generalmente en el Perú), quedando el espaciamiento de 40cm entre eje de viguetas.

3.3 LOSAS MACIZAS

Se escogió de espesor $h=20\text{cm}$ para darle mayor rigidez al diafragma, ya que en la zona entre los dos bloques hay concentraciones de esfuerzos elevados. Así se evita separar ambos bloques y se logra que la losa total, se comporte como un diafragma rígido y reparta las fuerzas sísmicas de acuerdo a las rigideces de nuestros muros estructurales.

3.4 ESCALERAS

Se verifica que el diseño arquitectónico haya contemplado para las dimensiones de las escaleras, lo descrito en el Reglamento Nacional de Construcción.

Debe cumplirse lo siguiente:

$$60 \text{ cm} \leq 2c_p + p \leq 64 \text{ cm}$$

Reemplazando con las dimensiones del proyecto:

$$\text{Contra paso: } c_p = 18.5 \text{ cm}$$

$$\text{Paso: } p = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Se tiene que: } 60 \leq 2(18.5) + 25 \approx 62 \leq 64, \text{ OK}$$

4. METRADO Y ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES

Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando una franja de 0.40 m. de ancho. La figura 4.1-a, muestra la sección de la losa aligerada con Viguetas espaciadas cada 0.40m.

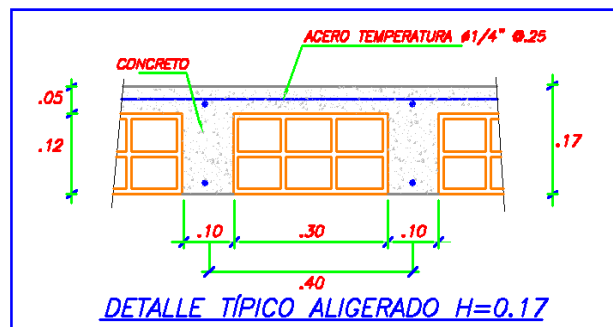


Figura 4.1-a: Sección de Losa Aligerada con Viguetas Convencionales

A continuación se detalla los cálculos del metrado:

Ancho tributario de vigueta = 0.40m

Del 1° al 5° piso:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$0.28 \times 0.40 =$	0.11	
	Piso Terminado (1)	$0.10 \times 0.40 =$	0.04	
			0.15	ton/m

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.20 \times 0.40 =$	0.08	
			0.08	ton/m

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	0.38	ton/m
----------------------	-------	---	-------------	--------------

6° piso (azotea):

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$0.28 \times 0.40 =$	0.11	
	Piso Terminado (1)	$0.10 \times 0.40 =$	0.04	
			0.15	ton/m

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.10 \times 0.40 =$	0.04	
			0.04	ton/m

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	0.30	ton/m
----------------------	-------	---	-------------	--------------

Se ha considerado un piso terminado de 5 cm., considerando de este modo un peso de 100 kg/m^2 .

4.2 METRADO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son de $h=20 \text{ cm}$. A continuación se detalla el metrado:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$2.40 \times 0.20 =$	0.48
	Piso Terminado (1)	$0.10 =$	0.10
			0.58 ton/m^2

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.20 =$	0.20
			0.20 ton/m^2

CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	1.23 ton/m^2
----------------------	-------	---	---

4.3 METRADO DE MUROS

Para el metrado de los muros, se ha considerado lo estipulado en el artículo 10 de la Norma E.020 (referencia 6), sobre la reducción de carga viva en cada uno de los niveles.

La figura 4.3-a, muestra el muro M2, ubicado en el eje C, que se tomó como ejemplo para el metrado.

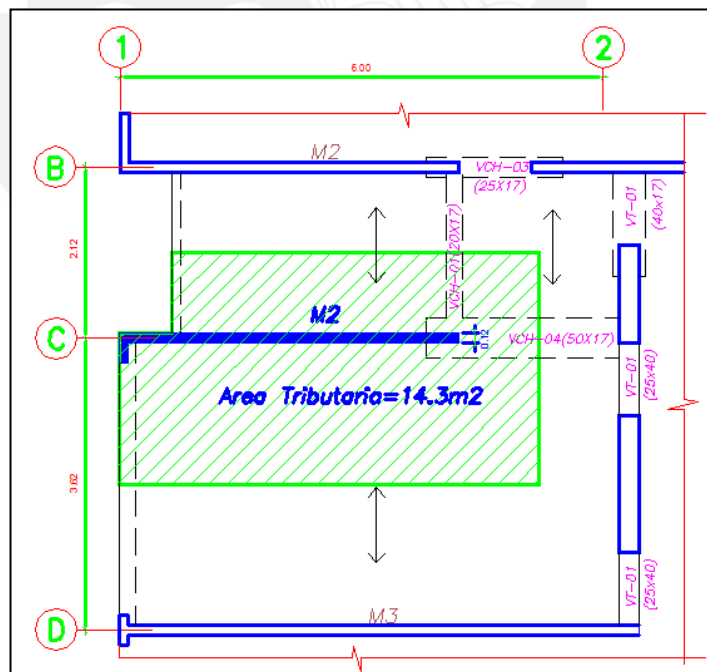


Figura 4.3-a: Ejemplo de metrado del muro M2

Metrado carga muerta

Con los siguientes datos podemos obtener los metrados del muro M2 en cada uno de los pisos:

Área en planta del muro = 0.53m²

Hmuro(entrepiso) = 2.6.m

Peso específico del concreto=2.4tn/m³

Wm/techo=0.28tn/m²

Wm/piso terminado=0.10tn/m²

Área tributaria=14.3m²

Donde:

W del muro = (Hmuro) x (Área en planta del muro) x (peso específico del concreto)

W del techo = (Wm/techo+ Wm/piso terminado) x (Área tributaria)

La Tabla 4.3-a, muestra los valores de carga muerta sin amplificar del 1° al 6° piso.

Piso	Hmuro(m)	W del muro(tn)	W del techo(tn)	Metrado por piso(tn)	Metrado acumulado(tn)
6to	2.6	3.31	5.43	8.74	8.7
5to	2.6	3.31	5.43	8.74	17.5
4to	2.6	3.31	5.43	8.74	26.2
3ro	2.6	3.31	5.43	8.74	35.0
2do	2.6	3.31	5.43	8.74	43.7
1er	3.05	3.88	5.43	9.31	53.0

Tabla 4.3-a: Carga muerta del muro M2

Metrado carga viva

Para el metrado de la carga viva, la Norma E.020 (Cargas), en el artículo 10 señala que las cargas vivas podrán reducirse para el diseño, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_r = L_o (0.25 + 0.46/\sqrt{A_i})$$

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir.

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m², que se calculará mediante:

$$A_i = k A_t$$

A_t = Área tributaria del elemento en m²

k = factor de carga viva sobre el elemento

Además señala que las reducciones de la carga viva, estarán sujetas a las siguientes limitaciones:

- El Área de Influencia (A_i) deberá ser mayor que 40 m², en caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- El valor de la carga viva reducida (L_r) no deberá ser menor que 0.5 L_o .

- c) Para columnas o muros que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

La Tabla 4.3-b, muestra los valores de carga viva del 1° al 6° piso, mostrando los porcentajes de reducción aplicados en cada piso.

Piso	k	A _t (m ²)	A _i ^{(a),(c)} = k A _t (acumulado)	L _o (tn)	L _r (tn)	% ^(r)	CV (tn) (acumulado)
6	2	14.3	28.6	1.43	1.43	100%	1.4
5	2	14.3	57.2	2.86	2.45	86%	3.9
4	2	14.3	85.8	2.86	2.14	75%	6.0
3	2	14.3	114.4	2.86	1.95	68%	8.0
2	2	14.3	143	2.86	1.82	64%	9.8
1	2	14.3	171.6	2.86	1.72	60%	11.5

Tabla 4.3-b: Carga Viva en el muro M2 (incluye reducción en cada piso).

4.4 METRADO DE ESCALERA

Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando 1 m. de ancho.

Se usó la siguiente fórmula para el cálculo del peso de la escalera sacado del libro de A. San Bartolomé:

$$W_{\text{escalera}} = 2.4 \times \left\{ \frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right\}$$

Donde:

cp: Contra paso = 18.5 cm

p: Paso = 25 cm

t: espesor de losa de escalera = 15 cm

Con ello se calcula la carga última actuante en la escalera:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	W escalera =	0.67	
	Piso Terminado	0.10x1.00 =	0.10	
			0.77	ton/m

CARGA VIVA:	CV (vivienda)	0.25x1.00 =	0.25	
			0.25	ton/m

CARGA ULTIMA:	W _u	1.5 CM + 1.8 CV ≈	1.60	ton/m
----------------------	----------------	-------------------	-------------	--------------

5. ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 INTRODUCCIÓN

El análisis sísmico tiene como finalidad determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales bajo la acción del “sismo de diseño”. Adicionalmente permite estimar los desplazamientos laterales de una edificación.

Para los muros de ductilidad limitada, la norma especifica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (calculado según el artículo 16.4 de la NTE E.030 (referencia3)), dividido entre la altura de entrepiso, conocido como deriva, no debe exceder de 0.005 y para muros estructurales, la deriva no debe exceder de 0.007.

Para el cálculo de las fuerzas internas y esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales, se han contemplado los dos métodos (estático y dinámico) considerados en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE E.030, con la finalidad de comparar sus resultados.

5.2 PARAMETROS DEL ANALISIS SISMICO

Los principales parámetros que determinan las solicitaciones sísmicas son:

5.2.1 PARÁMETROS DE SITIO

5.2.1.1 ZONIFICACION: FACTOR Z

La Norma NTE E.030, considera el territorio nacional dividido en tres zonas sísmicas. A cada una se le asigna una aceleración en la base rocosa, la que se denomina factor Z (aceleración máxima en la roca con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años). Esta aceleración corresponde al tiempo de exposición y peligro aceptados para edificios comunes. Para la zona de mayor sismicidad, fundamentalmente la costa, el valor considerado es 0.4, valor que corresponde a este proyecto al encontrarse en la costa.

5.2.1.2 CONDICIONES GEOTECNICAS: FACTOR S y Tp

La Norma NTE-E.030 considera cuatro perfiles típicos, a tres de los cuales les asocia un factor de amplificación S y un parámetro Tp. El factor S permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa y el parámetro Tp corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones.

Según la Norma NTE-E.030, como S representa el factor de amplificación de aceleraciones por efecto del perfil del suelo, la aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura queda expresada por el producto ZS.

El suelo sobre el cual está cimentado el proyecto, es una grava con esfuerzo admisible de 3 kg/cm². De acuerdo a las características detalladas en la norma, este suelo es del Tipo S₁ (roca o suelos muy rígidos) y le corresponde el valor de S=1.0 ; y un valor de Tp de 0.4s.

5.2.1.3 FACTOR DE AMPLIFICACION SÍSMICA: FACTOR C

La aceleración máxima que recibe una estructura en su cimentación (ZS) es amplificada por cada estructura en función de su periodo fundamental de vibración T. La Norma permite estimar la amplificación de aceleraciones de la respuesta estructural, respecto a la aceleración en el suelo, mediante el factor C, que se define como:

$$C = 2.5 (T_p/T), C \leq 2.5; \text{ y debe cumplirse } C/R \geq 0.125$$

Como C representa el factor de amplificación dinámico respecto a la aceleración en la base, la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC.

5.2.2 REQUISITOS GENERALES

5.2.2.1 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES, FACTOR: U

En el artículo 10 de la Norma NTE-E.030 “Categoría de las Edificaciones”, clasifica a las estructuras en cuatro categorías, a las que le asigna un valor de factor U.

El edificio en análisis, clasifica en la categoría C (Edificaciones Comunes), asignándole un valor de $U = 1.0$.

5.2.2.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Según la Tabla N°4 de la Norma NTE-E.030(referencia3), la estructura no tiene cambios de rigidez, masa y desalineamientos en toda la altura. En planta solo tenemos irregularidades por esquinas entrantes en el bloque izquierdo, pero como estas esquinas son cortas y tenemos elementos que rigidizan los desplazamientos en el sentido longitudinal podemos despreciar la irregularidad. El caso más crítico se da en el bloque derecho, ya que su longitud es muy larga y ésta podría tener desplazamientos en la dirección transversal en presencia de un sismo. En contraste tenemos refuerzos en la zona de esfuerzos elevados (intersección de ambos bloques) y refuerzos en el extremo derecho evitando tener movimientos transversales bruscos. Por lo tanto el edificio es clasificado como **REGULAR**. En la figura 5.2.2.2-a mostramos los refuerzos en las zonas de esfuerzos elevados y los refuerzos que rigidizan el ala.

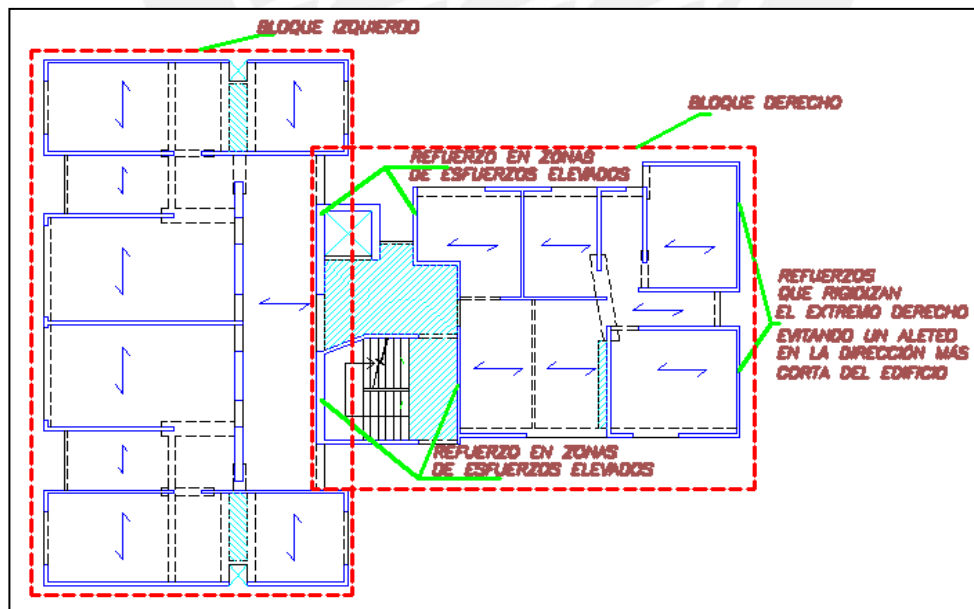


Figura 5.2.2.2-a: Refuerzos en zonas de esfuerzos elevados y en el bloque derecho

5.2.2.3 SISTEMA ESTRUCTURAL: COEFICIENTE DE REDUCCION: R

El Coeficiente de Reducción Sísmica R , permite diseñar las estructuras con fuerzas menores a las que realmente están soportando, esperando un comportamiento elástico para sismos moderados y ante sismos severos se acepta que la estructura entre al rango inelástico.

La Tabla N°06 de la Norma NTE E.030, nos especifica los valores de R , para distintos sistemas estructurales. Como lo mencionamos anteriormente en el eje longitudinal(x-x) tenemos el sistema de MDL, y en el eje transversal (y-y) tenemos dos sistemas estructurales, los MDL y el de Muros estructurales.

En el eje transversal se ha utilizado como factor de reducción R el valor de 5 teniendo en cuenta que los MDL se llevan el 36% de la cortante basal y los Muros estructurales el 64%.

Sistema Estructural	R , Para estructuras regulares
De Muros Estructurales y MDL- En la dirección y-y	5
Muros de Ductilidad Limitada ⁽⁴⁾ - En la dirección x-x	4

⁽⁴⁾ Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.

5.3 ANÁLISIS ESTATICO

5.3.1 GENERALIDADES

Este método, representa las solicitaciones sísmicas, mediante un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes, actuando en cada nivel de la edificación.

La Norma E.030 (referencia 3), señala que es posible usar este método sólo para edificios regulares y de no más de 45m de altura.

5.3.2 PERIODO FUNDAMENTAL:

La Norma Peruana nos permite calcular de manera aproximada el período fundamental de la Estructura en sus dos direcciones principales, con la siguiente fórmula:

$$T = h/C_T$$

Donde:

h: altura total de la estructura

$C_T = 60$. Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

Así tenemos que:

$$T_{xx} = T_{yy} = 15.6/60 = 0.26 \text{ s}$$

Sin embargo, se usarán los valores obtenidos por medio del análisis dinámico (ver ítem 5.4) $T_{xx}=0.19 \text{ s.}$, $T_{yy}=0.23 \text{ s.}$, en este caso no modificaremos el periodo multiplicado con 0.85 como dice la norma E.030 en artículo 17.2b, ya que los elementos no estructurales son mínimos.

Los periodos a usar son:

$$T_{xx} = 0.19 \text{ s}$$

$$T_{yy} = 0.23 \text{ s}$$

Con los periodos fundamentales en cada dirección, podemos hallar el factor de amplificación C:

En la dirección longitudinal xx: $C = 2.5 (0.4/0.19) = 5.31$, pero $C \leq 2.5$;

Entonces $C=2.5$. Se comprueba que $C/R = 0.625 \geq 0.125$

En la dirección transversal yy: $C = 2.5 (0.4/0.23) = 4.40$, pero $C \leq 2.5$;

Entonces $C=2.5$. Se comprueba que $C/R = 0.5 \geq 0.125$

5.3.3 FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE:

La Norma señala que para el análisis de estructuras regulares, la fuerza cortante en la base se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V_{\text{estático}} = (ZUCS) \cdot P/R$$

5.3.4 PESO DE LA EDIFICACION:

La Norma E.030, en el artículo 16.3, nos indica que el peso de la edificación (de Categoría C), se calcula adicionando a la carga permanente de la edificación un 25% de la carga viva o sobrecarga.

Tenemos así, para la edificación, el siguiente peso P:

CARGA MUERTA:(CM)		$2.4\text{tn/m}^3 \times 17.72\text{m}^2$	
Muros		$\times 15.75\text{m} =$	670
Losa Maciza		$2.4\text{tn/m}^3 \times 102.6\text{m}^2 \times 0.2\text{m} =$	49
Losa Aligerada		$0.28\text{tn/m}^2 \times 1554\text{m}^2 =$	435
Vigas			8.8
Tabiques			31
Piso Terminado		$0.1\text{tn/m}^2 \times 1656\text{m}^2 =$	165
			1359 ton

CARGA VIVA(CV)			
25% CV		$0.25 \times 0.2\text{tn/m}^2 \times 276\text{m}^2 \times 5 =$	69
		$0.25 \times 0.1\text{tn/m}^2 \times 276\text{m}^2 \times 1 =$	6.9
			76 ton

PESO TOTAL	P	CM + 25%CV	1435 ton
	P/A total en		
Peso por m2	planta		0.92tn/m2

Ya con todos los parámetros establecidos, calculamos la fuerza cortante en la base:

Tenemos que:

PARAMETROS:	
Z =	0.4
U =	1.0
C =	2.5
S =	1.0
P =	1435
R_{xx} =	4
R_{yy} =	5

Entonces:

	V estático (ton)
XX	359
YY	287

5.3.5 DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN LA ALTURA

El cálculo de las fuerzas sísmicas a asignarse en cada piso de la edificación, se halló con la siguiente expresión que se encuentra en la NTE E.030 artículo 17.4 (ref.3):

$$F_i = \frac{P_i x h_i}{\sum_{i=1}^n P_i x h_i} \times V$$

La tabla 5.3.5-a muestra el cálculo de las fuerzas sísmicas en la altura, en cada una de las direcciones principales de la edificación:

Piso	Peso P _i	Altura h _i	PesoxAltura	%	F _i X	F _i Y
	ton	m	tonxm		Fuerza c/piso ton	Fuerza c/piso ton
6	175	15.60	2730	22%	78.1	62.5
5	252	13.00	3276	26%	93.7	74.9
4	252	10.40	2621	21%	74.9	59.9
3	252	7.80	1966	16%	56.2	44.9
2	252	5.20	1310	10%	37.4	29.9
1	252	2.60	655	5%	18.7	14.9
Totales	1435		12558	100%	359	287

Tabla 5.3.5-a: Fuerzas sísmicas en la altura (Análisis Estático)

5.3.6 EFECTOS DE TORSION

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, la norma requiere considerar una excentricidad accidental “e”, igual al 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la aplicación de las fuerzas. De esta manera se considerará el efecto de la torsión accidental, aplicando la fuerza sísmica y el momento generado por la excentricidad en el centro de masas. El momento queda definido según la siguiente expresión:

$$M_i = F_i \times e_i,$$

Los valores de excentricidad accidental en cada dirección, son los siguientes:

$$e_x = 0.05 \times 22.60 = 1.13 \text{ m (sismo en Y)}$$

$$e_y = 0.05 \times 17.80 = 0.89 \text{ m (sismo en X)}$$

La tabla 5.3.6-a muestra los valores de las fuerzas y momentos a aplicar en el centro de masas en cada uno de los niveles.

Piso	Fuerza en x	Fuerza en y	Momento sismo X	Momento sismo y
	c/piso	c/piso		
	Ton	ton	tonxm	tonxm
6	78.1	62.5	69.5	70.6
5	93.7	74.9	83.4	84.6
4	74.9	59.9	66.6	67.7
3	56.2	44.9	50	50.7
2	37.4	29.9	33.3	33.8
1	18.7	14.9	16.6	16.8
	359	287		

Tabla 5.3.6-a: Fuerzas sísmicas en la altura y Momentos (Análisis Estático)

5.3.7 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

La Norma señala en su artículo 16.4 que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

PISO	Max. Deriva x	Max. Deriva Y	DerivaX*R*.75	DerivaY*R*.75
6to	0.000385		0.001155	
6to		0.000065		0.00024375
5to	0.000394		0.001182	
5to		0.000066		0.0002475
4to	0.000385		0.001155	
4to		0.000064		0.00024
3ro	0.000344		0.001032	
3ro		0.000057		0.00021375
2do	0.000262		0.000786	
2do		0.000044		0.000165
1ro	0.000125		0.000375	
1ro		0.00002		0.000075

Tabla 5.3.7-a: Derivas máximas conSismo en x

De la tabla 5.3.7-a vemos que la máxima deriva en la dirección longitudinal (x) se da en el 5to piso y es **0.00118**. La deriva permitida por la norma para MDL es 0.005.

Como $0.00118 < 0.005$ **cumple**.

PISO	Max. Deriva x	Max. Deriva Y	DerivaX*R*.75	DerivaY*R*.75
6to	0.000072		0.000216	
6to		0.000322		0.0012075
5to	0.000082		0.000246	
5to		0.000361		0.00135375
4to	0.000088		0.000264	
4to		0.000382		0.0014325
3ro	0.000086		0.000258	
3ro		0.000369		0.00138375
2do	0.000072		0.000216	
2do		0.000307		0.00115125
1ro	0.000033		0.000099	
1ro		0.000153		0.00057375

Tabla 5.3.7-b: Derivas máximas conSismo en y

De la tabla 5.3.7-b vemos que la máxima deriva en el eje transversal se da en el 4to piso y es **0.00143**.

La deriva permitida por la norma para muros estructurales es 0.007, pero seremos conservadores y la compararemos con 0.005.

Como $0.00143 < 0.005$ **cumple**.

Los **desplazamientos máximos en la azotea** en las dos direcciones son:

Dx	Dy
1.41 cm	1.76cm

La deriva promedio en cada una de las direcciones es:

Deriva promedio en X: 0.00089 Deriva promedio en y: 0.00112 las cuales están por debajo de las derivas máximas.

5.3.8 FUERZAS INTERNAS

La tabla 5.3.8-a, muestra como ejemplo las fuerzas internas del Muro 04 (ubicado en el eje 3, entre el eje B y D, ver figura 5.3.8-a), para los casos de carga de sismo en la dirección longitudinal X y sismo en la dirección transversal Y, del 1er. al 6to piso.

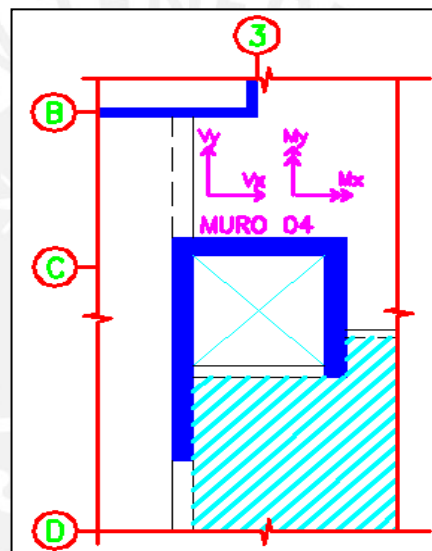


Figura 5.3.8-a: Muro 04

Piso	Sismo	P sismo	Vy	Vx	My	Mx
6	SISMOX	0	3	-2	-4	6
6	SISMOY	-11	8	-3	0	-9
5	SISMOX	-1	2	-6	-19	11
5	SISMOY	-22	20	-6	-7	8
4	SISMOX	-1	3	-9	-41	19
4	SISMOY	-35	26	-8	-18	38
3	SISMOX	-1	4	-12	-71	29
3	SISMOY	-48	31	-10	-34	80
2	SISMOX	-1	3	-13	-104	38
2	SISMOY	-59	39	-10	-50	145
1	SISMOX	-1	0	-15	-141	40
1	SISMOY	-67	46	-5	-58	238

Tabla 5.3.8-a: Fuerzas internas del Muro 04

5.4 ANÁLISIS DINAMICO

5.4.1 GENERALIDADES

La Norma establece al análisis dinámico, como un método aplicable a cualquier edificio. El análisis puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia. Se utilizará el procedimiento de combinación espectral, por tratarse de una edificación convencional.

Se ha considerado en este análisis tres grados de libertad por piso, por lo tanto para el análisis del edificio de seis pisos, se tendrán 18 modos de vibración.

5.4.2 PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS DINAMICO CON EL PROGRAMA ETABS 9

1. Se define el material: Concreto

- Peso: 2.4 tn/m^3
- Modulo de Elasticidad $E_c = 2.2 \times 10^6 \text{ tn/m}^2$
- Modulo de Poisson: $\nu=0.15$
- $f'c = 2100 \text{ tn/m}^2$
- $f_y = 4,2000 \text{ tn/m}^2$

2. Se definen todos los elementos estructurales.

- **PLACAS**

Se definen las placas (Wall), según sus espesores.

- **VIGAS CHATAS Y/O PERALTADAS**

Se definen las vigas, según las dimensiones de su sección.

- **LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES**

Se definen las losas aligeradas de $h=17\text{cm}$ como membrana (no aporta rigidez a la estructura, solamente se usa para transmitir las cargas a las vigas) y se les asigna la carga muerta y viva por m^2 . Hay que incluir la dirección de las viguetas.

- **LOSA MACIZA**

Se definen las losas macizas como membrana, en este caso todas de $h=20\text{ cm}$. y se les asigna la carga muerta y viva respectiva por m^2 .

3. Se considera la estructura empotrada en la base por tener un suelo duro con $\sigma_{adm} = 3 \text{ kg/cm}^2$, donde podemos suponer que el giro en la cimentación no es tan importante.
4. Se asignan las cargas distribuidas por metro lineal provenientes del peso propio de los tabiques, para transmitir estas cargas a las vigas y para considerar la masa en el análisis sísmico.
5. Se definen y asignan diafragmas rígidos a todas las losas, para asegurar que en cada piso todos los elementos estructurales de ese piso tengan el mismo desplazamiento lateral frente a solicitaciones sísmicas.
6. Para el cálculo del peso de la edificación, se considera lo especificado en la Norma E-030 en su artículo 16.3: "En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva. En la figura 5.4.2-a se muestra los factores de masa que se colocan en el Etabs para carga muerta como para carga viva.

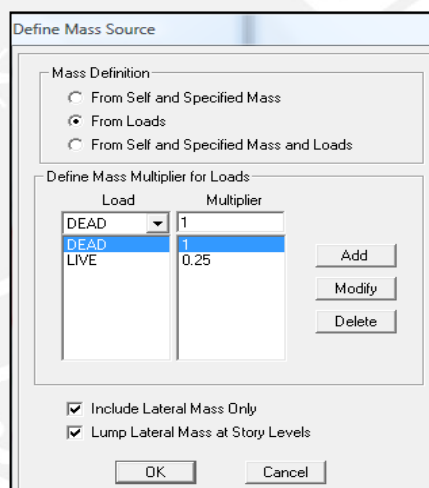


Figura 5.4.2-a

Se define el espectro de aceleraciones (SPCTx , SPCTy), para lo cual primero se debe establecer la función que relaciona el periodo con la aceleración espectral. Esta función es $S_a = Z \cdot U_x \cdot S_x (2.5 T_p / T) \cdot g / R$.

7. Finalmente se definen las siguientes combinaciones de carga para diseñar las vigas con la envolvente:
 - $1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$
 - $1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm f \cdot S$
 - $0.9 \text{ CM} \pm f \cdot S$

Donde f , es un factor de escala, que se utiliza para escalar los resultados obtenidos del análisis sísmico dinámico. Esto se especifica en el artículo 18.2 de la NTE E.030.

$$f = (80\% V \text{ estático}) / V \text{ dinámico}$$

La figura 5.4.2-b y la figura 5.4.2-c, muestran una planta típica estructurada en el programa Etabs 9 y un gráfico en 3d de todo el edificio.

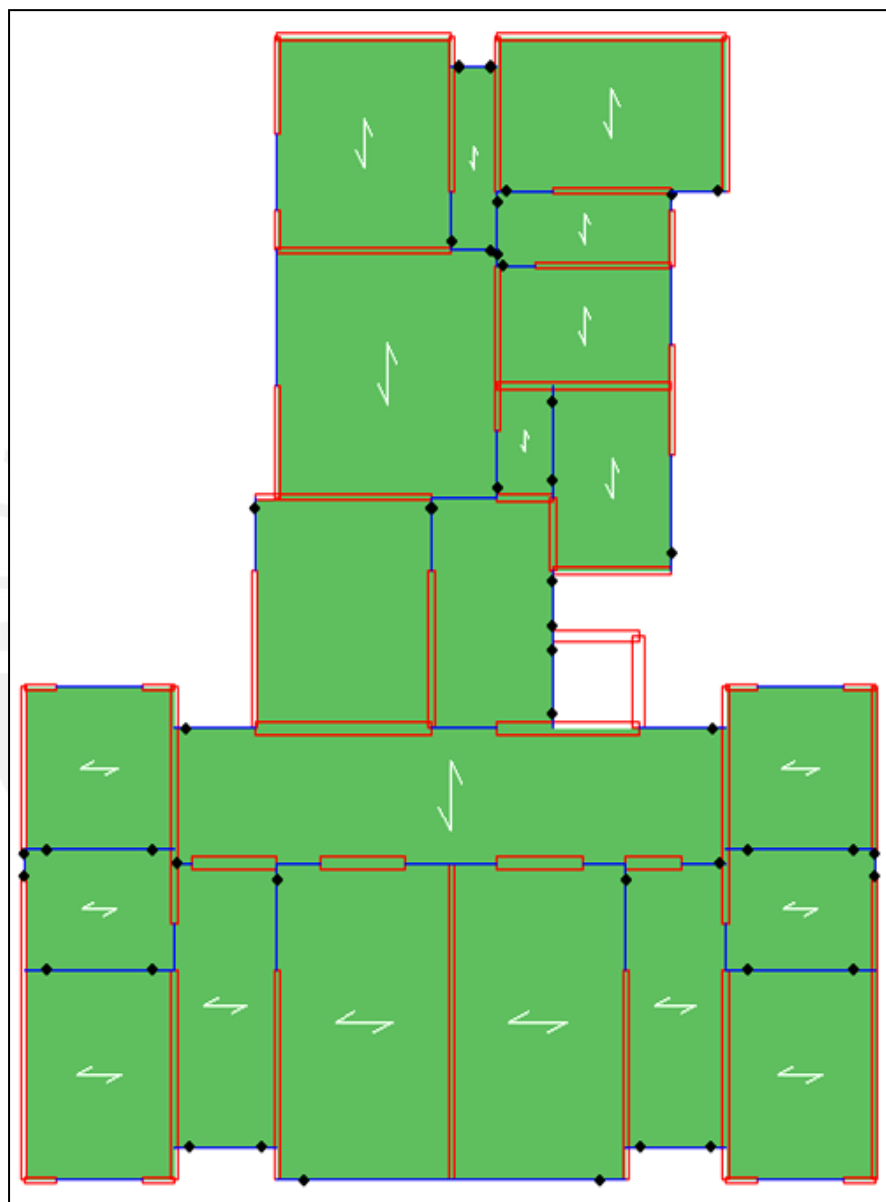


Figura 5.4.2-b: Planta típica estructurada en el programa Etabs 9

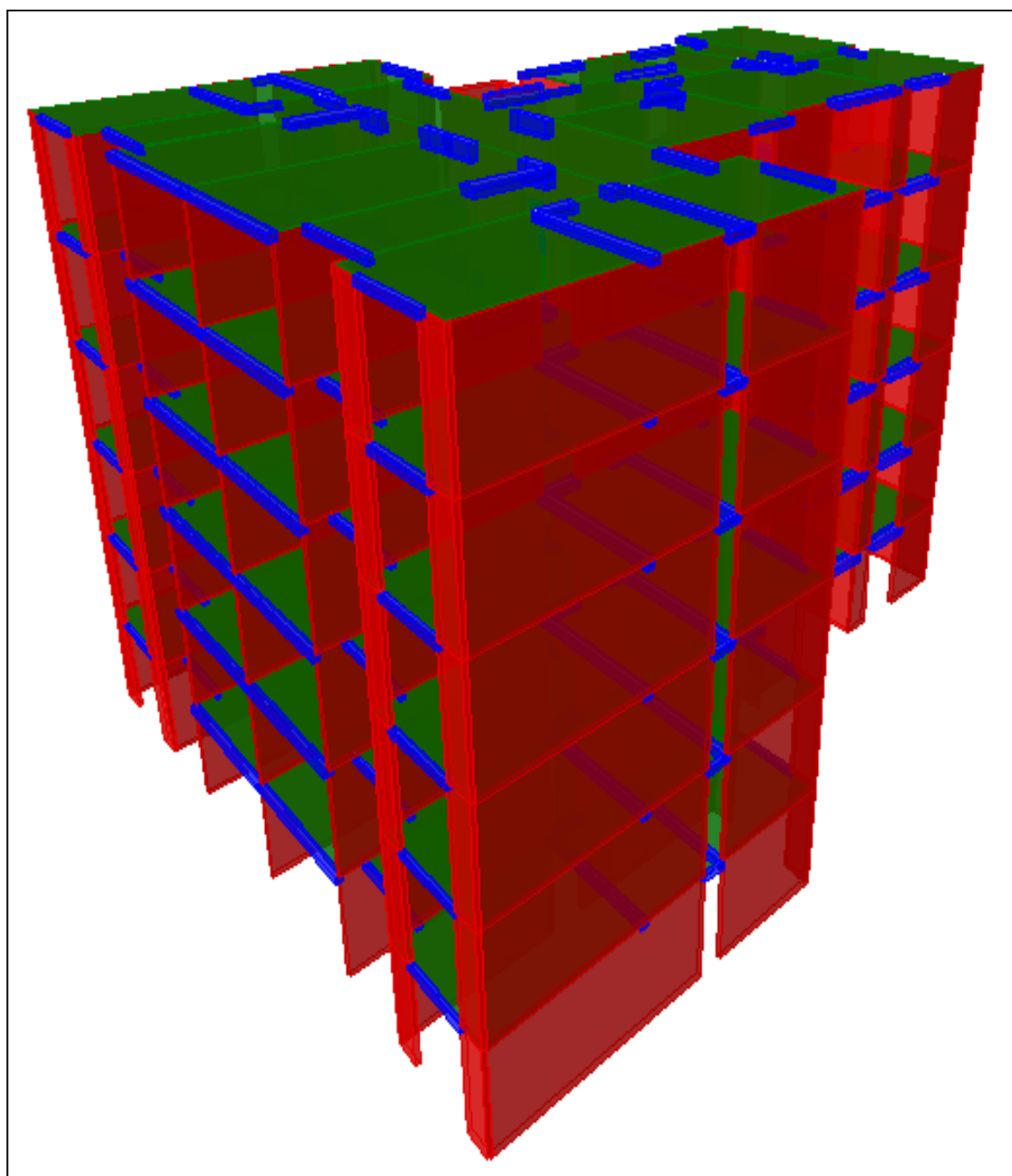


Figura 5.4.2-c: Vista en 3d, del edificio

5.4.3 FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE

La Norma E.030, en el artículo 18.2, inciso d), señala que para el análisis de estructuras regulares, se deberá considerar que la fuerza cortante en la base del edificio, no deberá ser menor que el 80% del valor calculado según el Artículo 17 (17.3).

$$V \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático}$$

P: PESO DE LA EDIFICACIÓN

	V estático(tn)	V dinámico(tn)	80% V estático(tn)	
XX	359=25%P	257=18%P	287=20%P	NO CUMPLE
YY	287=20%P	168=12%P	230=16%P	NO CUMPLE

Al no cumplir con el mínimo, es necesario incrementar la cortante, escalando proporcionalmente todos los resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. Los factores para escalar son:

	80% V estático / V dinámico	Factor de escala, f
XX	287/257	1.12
YY	230/168	1.36

5.4.4 PESO DE LA EDIFICACION

En el acápite 5.3 (Análisis Estático), se calculó el peso total de la edificación, siendo el valor:

$$\text{Peso Total, } P = 1435 \text{ ton}$$

5.4.5 PERIODO DE VIBRACION

La masa representa una parte de la masa total del edificio al cual le corresponde un modo de vibración.

Según la Norma E.030, en el artículo 18.2, inciso a), para hallar los períodos de vibración, se identifican los modos fundamentales, según los porcentajes de masas efectivas de la estructura. De esta manera (ver tabla 5.4.5-a), tenemos que de los 18 modos de vibración:

En la dirección longitudinal XX: El modo fundamental es el Modo 2,

En la dirección transversal YY: El modo fundamental es el Modo 1

Modo	Periodo	%Masa Efectiva X	%Masa Efectiva Y
1	0.227	0.79	51.28
2	0.188	67.91	0.07
3	0.150	0.96	21.22
4	0.058	0.04	12.93
5	0.041	20.43	0.03
6	0.036	0.38	5.02
7	0.027	0.00	4.19
8	0.019	5.95	0.01
9	0.018	0.04	1.09
10	0.017	0.11	2.09
11	0.013	0.00	0.76
12	0.012	2.27	0.02
13	0.011	0.05	0.65
14	0.011	0.00	0.30
15	0.009	0.84	0.01
16	0.009	0.01	0.26
17	0.008	0.21	0.00
18	0.008	0.00	0.07

Tabla 5.4.5-a: Períodos de cada uno de los modos de vibración

Entonces los periodos fundamentales son:

$$T_{xx} = 0.19 \text{ s.}$$

$$T_{yy} = 0.23 \text{ s.}$$

Para cada periodo se hallan las respectivas aceleraciones espectrales con la siguiente expresión: $A(i) = ZUSC(i) g / R$ donde $g = 9.81 \text{ m/s}^2$. $i = \text{modo}(1, 2, 3 \dots 18)$

PARAMETROS:	
Z	0.4
U	1.0
C	Grafico 5.4.5-a
S	1.0
R_{xx}	4
R_{yy}	5

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

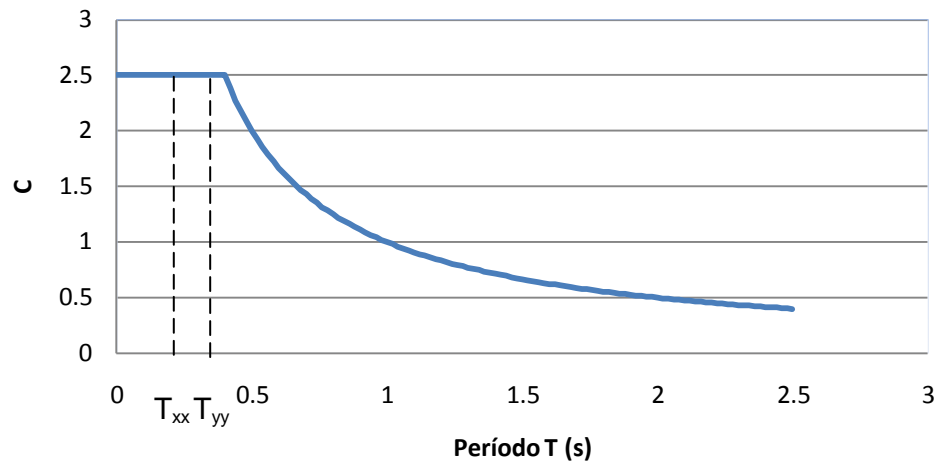


Gráfico 5.4.5-a: Períodos de cada uno de los modos de Vibración

El Etabs 9 internamente calcula las masas efectivas (M_i) para cada modo y halla las fuerzas cortantes basales de todos los modos con $F_i = M_i \times A_i$. Para hallar los **resultados únicos finales** se escogió la combinación cuadrática completa (CQC), la cual es aceptada por la norma sismoresistente.

5.4.6 EFECTOS DE TORSION

De acuerdo con lo descrito en la Norma E.030, en el artículo 18.2- inciso e), se ha considerado en el análisis dinámico una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo e igual a 0.05 veces la longitud del edificio en planta, correspondiente a la dirección del sismo analizado. La figura 5.4.6-a muestra la opción del Etabs para incluir la torsión accidental.

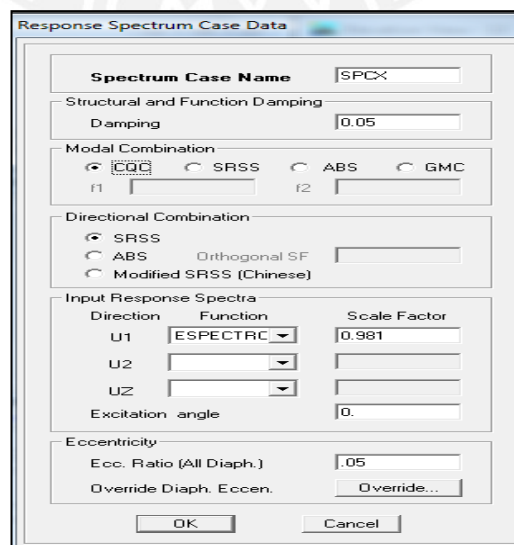


Figura 5.4.6-a

5.4.7 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Según lo estipulado en la Norma E.030, en el artículo 16.4 se calcularon los desplazamientos y derivas máximas:

Desplazamientos y Derivas Máximas, en la dirección longitudinal x:

PISO	Max. Deriva x	Max. Deriva Y	DerivaX*R*.75	DerivaY*R*.75
6to	0.000294		0.000882	
6to		0.000062		0.0002325
5to	0.000301		0.000903	
5to		0.000065		0.00024375
4to	0.000292		0.000876	
4to		0.000068		0.000255
3ro	0.000258		0.000774	
3ro		0.000064		0.00024
2do	0.000195		0.000585	
2do		0.000053		0.00019875
1ro	0.000092		0.000276	
1ro		0.000027		0.00010125

Del cuadro vemos que la máxima deriva en el eje longitudinal se da en el 5to piso y es **0.0009**.

La deriva permitida por la norma para MDL es 0.005.

$0.0009 < 0.005$ **cumple.**

Desplazamientos y Derivas Máximos, en la dirección transversal y:

PISO	Max. Deriva x	Max. Deriva Y	DerivaX*R*.75	DerivaY*R*.75
6to	0.00017		0.00051	
6to		0.000326		0.0012225
5to	0.00018		0.00054	
5to		0.000357		0.00133875
4to	0.000181		0.000543	
4to		0.000368		0.00138
3ro	0.000165		0.000495	
3ro		0.000346		0.0012975
2do	0.000131		0.000393	
2do		0.000281		0.00105375
1ro	0.000064		0.000192	
1ro		0.000139		0.00052125

Del cuadro vemos que la máxima deriva en el eje transversal se da en el 4to piso y es **0.00138**.

La deriva permitida por la norma para muros estructurales es 0.007.

$$0.00138 < 0.007 \text{ cumple.}$$

Los **desplazamientos máximos en la azotea** en las 2 direcciones son:

Dx	Dy
1.07cm	1.69cm

La deriva promedio en X es: 0.00068 La deriva promedio en Y es: 0.001 las cuales están por debajo de las derivas máximas.

5.4.8 FUERZAS INTERNAS

La tabla 5.4.8-a, muestra como ejemplo las fuerzas internas del Muro 04 (ubicado en el eje 3, entre el eje B y D, ver figura 5.4.8-a), para los casos de carga (sismo en la dirección longitudinal x y sismo en la dirección transversal y), del 1er. al 6to piso.

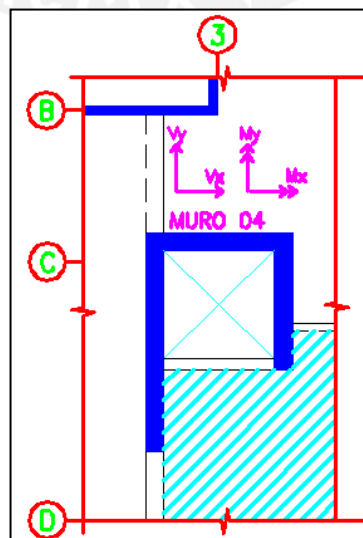


Figura 5.4.8-a: Muro 04

Piso	Muro	Sismo	P sismo	Vy	Vx	My	Mx
6	Muro 04	SISMOX	1	2	2	5	5
6	Muro 04	SISMOY	11	10	4	3	11
5	Muro 04	SISMOX	3	3	5	18	10
5	Muro 04	SISMOY	23	22	8	13	20
4	Muro 04	SISMOX	5	4	8	36	16
4	Muro 04	SISMOY	36	28	11	29	48
3	Muro 04	SISMOX	6	5	9	59	24
3	Muro 04	SISMOY	49	31	13	51	87
2	Muro 04	SISMOX	8	5	10	83	33
2	Muro 04	SISMOY	61	38	13	75	148
1	Muro 04	SISMOX	9	5	12	112	39
1	Muro 04	SISMOY	68	43	9	93	233

Tabla 5.4.8-a: Fuerzas internas del Muro 04

5.5 COMPARACIÓN: ANALISIS ESTATICO VS. ANALISIS DINAMICO

- PERIODO DE VIBRACION**

	Periodo T (s)	
	Estático (Aproximado)	Dinámico
XX	0.26	0.19
YY	0.26	0.23

- DERIVAS MAXIMAS**

	Deriva máxima	
	Estático	Dinámico
XX	0.00118	0.00090
YY	0.00143	0.00138

- DERIVAS PROMEDIO**

	Derivas promedio	
	Estático	Dinámico
XX	0.00089	0.00068
YY	0.001	0.001

• FUERZAS INTERNAS

La tabla 5.5.3-a, muestra una comparación de las fuerzas cortantes y momentos flectores del muro 04 con sismoY (ver figura 5.4.8-a), desde el primer al sexto piso.

Piso	Muro	Fuerza	Estático		Dinámico	
			Vy (ton)	Mx (tonxm)	Vy (ton)	Mx (tonxm)
6	Muro 04	Sismo Y	8	-9	10	11
5	Muro 04	Sismo Y	20	8	22	20
4	Muro 04	Sismo Y	26	38	28	48
3	Muro 04	Sismo Y	31	80	31	87
2	Muro 04	Sismo Y	39	145	38	148
1	Muro 04	Sismo Y	46	238	43	233

Tabla 5.5.3-a: Comparación de los resultados (fuerzas cortantes y momentos flectores) de los resultados del análisis estático con el análisis dinámico del Muro 04

Se puede notar que los valores de fuerza cortante y momento flector, provenientes del análisis estático son ligeramente mayores que los del análisis dinámico en el primer piso. En los pisos superiores las cortantes dinámicas son mayores a las cortantes estáticas.

5.6 JUNTA DE SEPARACION SISMICA

La norma E.030, en el artículo 15.2, señala que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima “s”, para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

La junta de separación, para este proyecto se calculó según:

$s = 3 + 0.004(h - 500)$, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural en cm hasta el nivel considerado para evaluar.

De esta manera se tiene: $s = 3 + 0.004(1575 - 500) = 7.3$ cm. Se eligió dejar 5cm de separación desde el límite de propiedad hasta la estructura.

PARTE 2: DISEÑO

6. GENERALIDADES DEL DISEÑO

El Artículo 10 de la Norma E.060, señala que los elementos estructurales, deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones, **resistencias** por lo menos iguales a las **requeridas** calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma.

6.1 RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida U , para cargas muertas (CM), vivas (CV) y cargas de sismo (CS), será como mínimo:

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

6.2 RESISTENCIA DE DISEÑO

La Norma señala que la Resistencia de Diseño deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Este factor de reducción de resistencia se proporciona para tomar en cuenta la variabilidad de la resistencia del concreto y acero, las diferencias de las dimensiones indicadas en los planos con la construcción real, y las simplificaciones de las ecuaciones que utilizamos para predecir la resistencia.(referencia 8).

El factor de reducción de resistencia Φ es:

- | | |
|---|-------------|
| 1. Para flexión sin carga axial | $\Phi=0.90$ |
| 2. Para flexión con carga axial de compresión | $\Phi=0.70$ |
| 3. Para cortante sin o con torsión | $\Phi=0.85$ |

6.3 DISEÑO POR FLEXION

Se diseñaron por flexión:

- Vigas
- Losas
- Escaleras
- Zapatas

El artículo 11 de la Norma E.060, señala que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

M_u : Es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : Es la resistencia nominal a la flexión de la sección

ϕ : Factor de reducción por flexión

6.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Se diseñaron por flexocompresión:

- Muros.

Más adelante se detalla el diseño de los muros de este proyecto.

6.5 DISEÑO POR CORTANTE

Se diseñaron por cortante:

- Vigas
- Muros
- Zapatas

La Norma E.060, señala que las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deben basarse según la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u : Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n : Es la resistencia nominal al corte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por flexión.

Y donde la resistencia nominal V_n está conformada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Es la contribución del concreto. Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$

V_s : Es la contribución del acero. Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento,

$$V_s = A_s f_y d / s,$$

A: Área total de cada estribo que cruza la grieta.

d: peralte de la sección sometida a corte

s: espaciamiento de los estribos

7. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES

Se va a ilustrar este diseño con el ejemplo de figura 7-a:

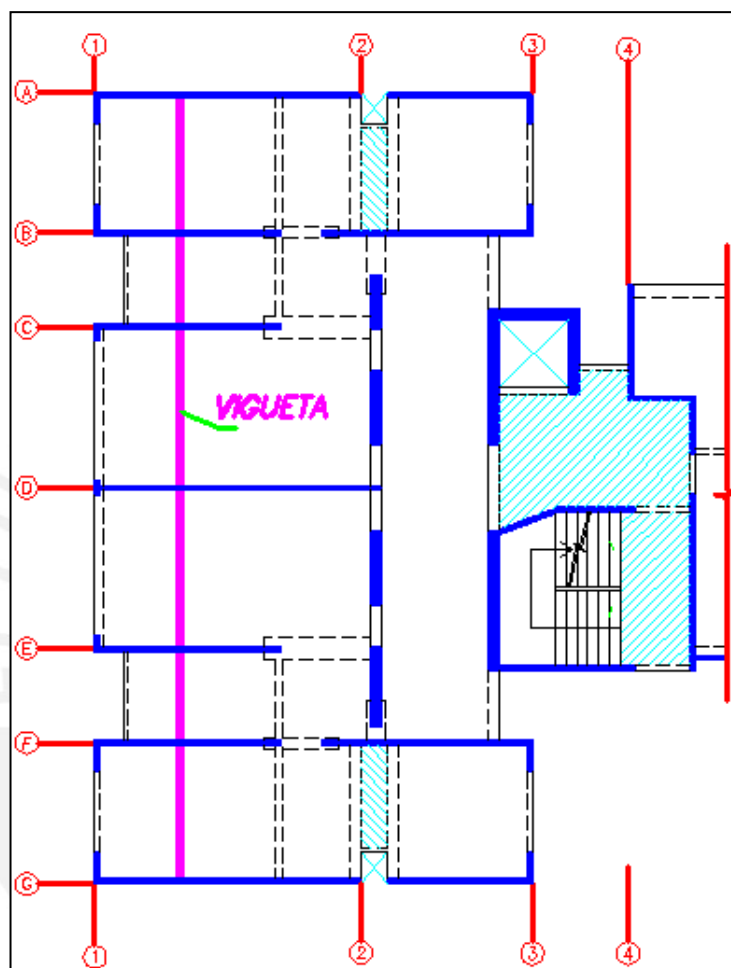


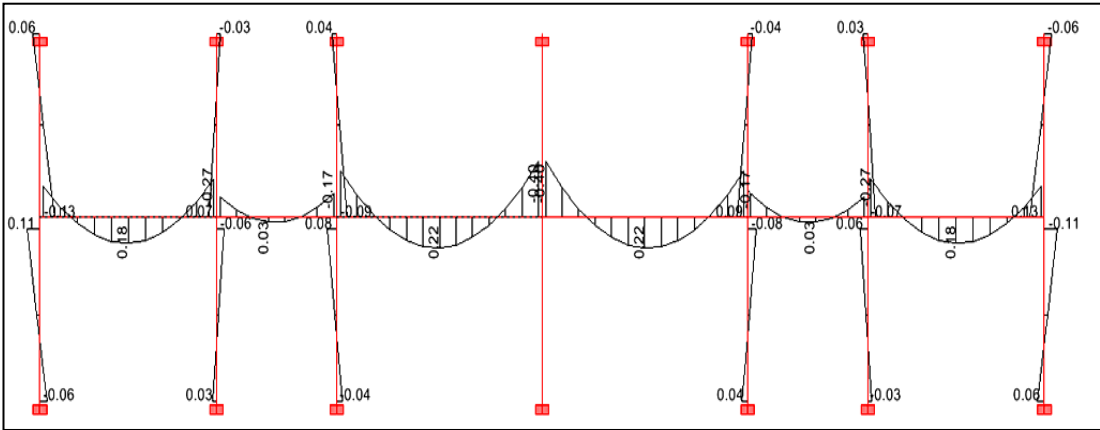
Figura 7-a: vigueta a calcular

En el capítulo 4.1 (Metrado de cargas de losa con viguetas convencionales $h=0.17$), se halló la carga última $W_u = 0.38 \text{ ton/m}^2$.

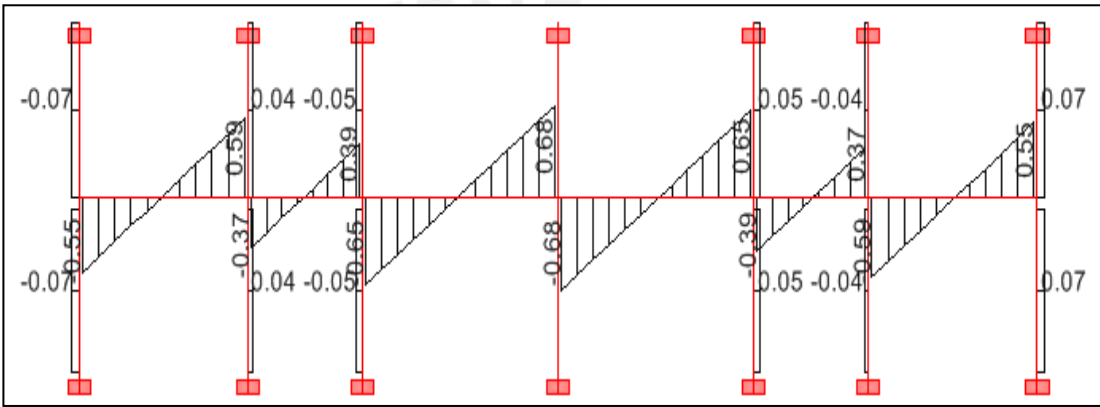
A continuación se muestra el diagrama de momentos flectores y cortantes de la vigueta, considerando las restricciones de los diafragmas superior e inferior de la vigueta en análisis.

Las secciones de los apoyos son rectangulares de 0.12×0.40 y la sección de la vigueta es una T con las dimensiones presentadas en la figura 7-b.

DMF :



DFC:



Usando el Programa **DIANSCA** (referencia 7): Diseño y Análisis de Secciones de Concreto Armado, se calculó el acero positivo y negativo que requieren las secciones críticas. Para ello se idealizó la sección en forma de T con las medidas mostradas en la fig. 7-b:

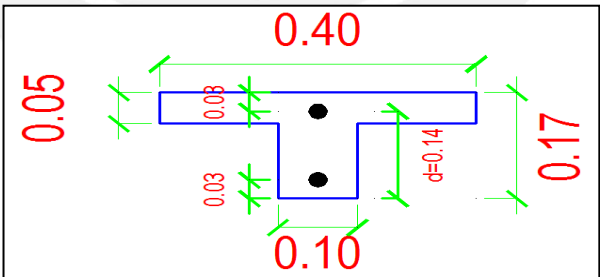


Figura 7-b:sección de vigueta T

El acero mínimo debe garantizar una resistencia mínima tal que:
 $\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$.(referencia 8). Además la cuantía máxima es 0.75 de la cuantía balanceada.

Para la sección T descrita se tienen los siguientes parámetros:

As(+) _{min}	As(-) _{min}	Asb(+)	Asb(-)
0.42cm ²	0.91cm ²	9.35cm ²	2.97cm ²

DISEÑO DE ACERO POSITIVO:

$Mu+(tnxm)$	$As(cm^2)$	As elegido
0.22	0.42	2 Φ 8mm(ver*)
0.18	0.34	1 Φ 8mm
0.03	0.06	1 Φ 8mm

*Para $Mu=0.22tnm$ se colocó un 1 Φ 8mm adicional al necesario, para darle mayor resistencia a flexión, ya que en este tramo está el mayor momento.

DISEÑO DE ACERO NEGATIVO: Se tomaron los $Mu-$ a la cara de muros.

$Mu-(tnxm)$	$As(cm^2)$	As elegido
0.40	0.81	2 Φ 8mm
0.33	0.67	2 Φ 8mm
0.27	0.53	2 Φ 8mm

DISEÑO POR CORTE:

Toda la fuerza cortante debe ser resistida por el concreto del alma de las viguetas, para que ésta no lleve estribos.

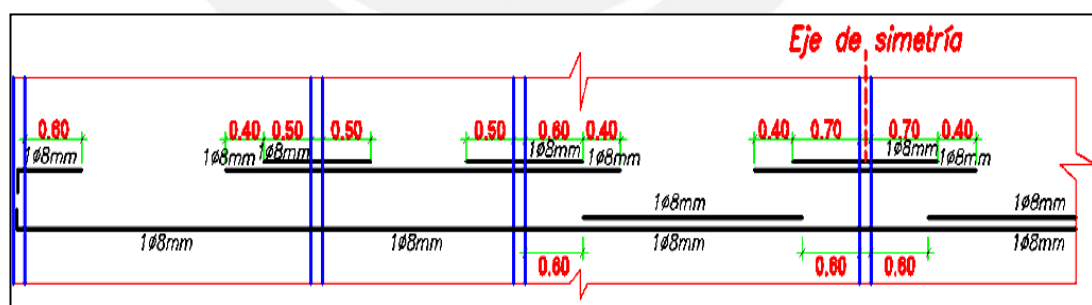
$$\Phi = 0.85 \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 10 \text{ cm} \quad d = 14 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = \Phi \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times (b \times d) = 1.01 \text{ tn}$$

$$V_{\text{umax}}(\text{a } d \text{ de la cara}) = 0.63 \text{ tn}$$

$$\Phi V_c \geq V_{\text{umax}} \text{ (cumple)}$$

A continuación mostramos la distribución del refuerzo de la mitad de la vigueta, el refuerzo del lado derecho es simétrico.



8. DISEÑO DE LOSA MACIZA

8.1 DISEÑO POR FLEXION

Esta losa maciza tiene un espesor de 20 cm y es la que une ambos bloques del edificio.

Para el cálculo de los momentos flectores, se utilizó un modelo con elementos finitos, en el programa Etabs, cuyos apoyos en sus bordes se aprecian en la figura 8.1-a.

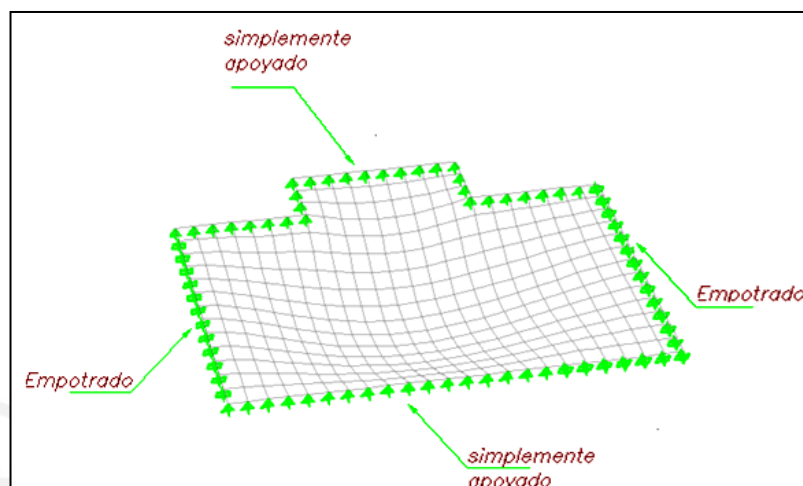


Figura 8.1-a: restricciones en los bordes

Se calcularon los momentos flectores máximos, positivo y negativo, al centro del paño y en los bordes respectivamente ocasionados por la carga última $W_u = 1.23 \text{ ton/m}^2$ hallada en la sección 4.2.

El acero mínimo en toda la sección de la losa maciza es:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 8 \text{ mm} @ 25 \text{ (sup e inf)}$$

$$A_s \text{ mín} = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (una malla)}$$

$$M_u(+) \text{ cp}(y) = 0.29 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$M_u(+) \text{ cp}(x) = 0.47 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$M_u(-)(y) = 0.63 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$M_u(-)(x) = 0.22 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

Se tiene que para los momentos actuantes en la losa, el acero calculado, está por debajo del acero mínimo.

Como esta losa maciza está sujeta a esfuerzos elevados debido a que sirve de conexión de ambos bloques se decidió colocar un refuerzo mayor al mínimo el cual es $\Phi 3/8'' @ 20 \text{ (sup e inf)}$.

8.2 DISEÑO POR CORTANTE

No es necesario diseñar la losa maciza por cortante, y se comprobó que la resistencia del concreto al corte es mayor que la resistencia requerida, así tenemos que se cumple la siguiente igualdad:

$$\Phi V_c > V_u$$

- $\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot (20-3) = 11 \text{ tn}$
- $V_u (y) = 1.75 \text{ ton}$
- $V_u (x) = 1.00 \text{ ton}$

Se tiene que $\Phi V_c > V_u$. **OK**

9. DISEÑO DE VIGAS CHATAS

Se presentarán dos ejemplos de diseño.

- Diseño de Viga Chata: Gobernada por carga vertical.
- Diseño de Viga Chata: Gobernada por sismo.

9.1 DISEÑO DE VIGA CHATA GOBERNADA POR CARGA VERTICAL

Para el diseño de las vigas chatas por flexión y corte, se han considerado las combinaciones de carga muerta, viva y sismo.

9.1.1 DISEÑO POR FLEXION:

Ejemplo:

1. La figura 9.1.1-a, muestra la viga chata VCH-04 (50X17) ubicada en el eje C solicitada principalmente por carga vertical.

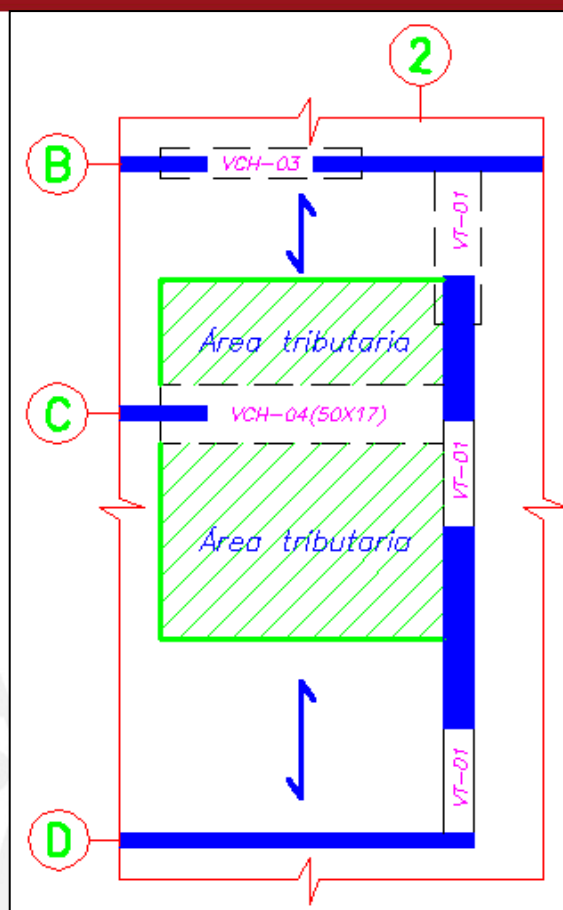


Figura 9.1.1-a, Viga Chata VCH-04 (50X17) a diseñar

2. En las figuras 9.1.1-b y 9.1.1-c, mostramos que el DMF por carga de gravedad predomina sobre el DMF de sismo. Hemos escogido los DMF más representativos de los 6 pisos.

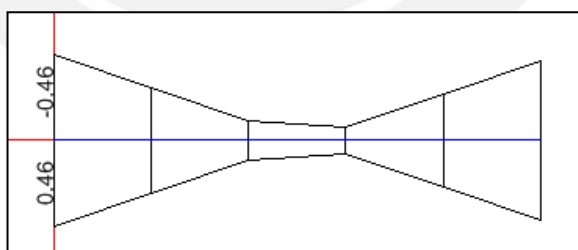


Figura 9.1.1-b, DMF POR CARGA DE SISMO X

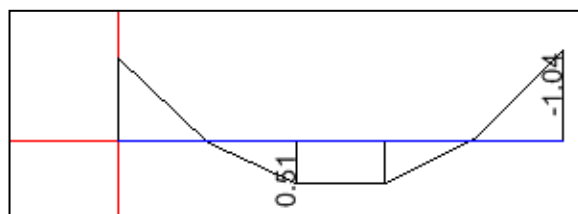
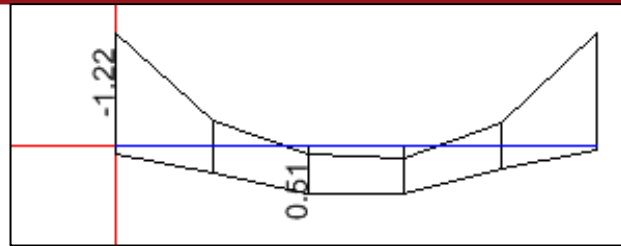


Figura 9.1.1-c, DMF POR CARGA DE GRAVEDAD 1.5CM+1.8CV

**Figura 9.1.1-d, Envolvente de los DMF**

Con los M_u positivo y negativo de la envolvente hallamos el acero de refuerzo teniendo en cuenta el A_s mín y A_s máx:

$$1.7 \text{ cm}^2 < A_s \text{ elegido} < 11.7 \text{ cm}^2$$

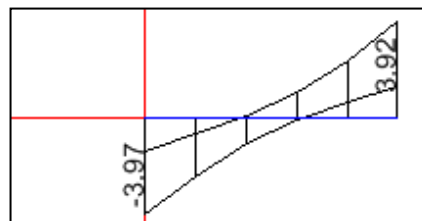
Momento (Tn·m)	Acero (cm ²)	Acero elegido
-1.22	2.43	5Φ3/8"(sup)
0.51	0.98	3Φ3/8"(inf)

*Para $M_u = -1.22$ se colocó 1Φ3/8" adicional al necesario para poder darle mayor resistencia a flexión, ya que la viga chata de 50cm de ancho en el lado izquierdo ancla en un muro de menor espesor como se ve en la figura 9.1.1-a.

9.1.2 DISEÑO POR CORTE:

El ancho de 50cm se halló con la finalidad que el $\Phi V_c \geq V_u$.

- La figura 9.1.2-a, muestra la envolvente de los Diagramas de fuerzas cortantes más representativo de los 6 pisos.

**Figura 9.1.2-a, Envolvente de los DFC**

- La resistencia al corte del concreto es:

$$\Phi = 0.85 \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 50 \text{ cm} \quad d = 14 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 14 \approx 4.5 \text{ tn}$$

Se tiene que: $\Phi V_c = 4.5 \text{ tn} \geq V_u = 3.40 \text{ tn}$ (a "d" de la cara).

No es necesario colocar estribos, sin embargo se colocará estribos por montaje y también para mejorar la ductilidad del elemento.

La figura 9.1.2-b muestra la viga chata diseñada:

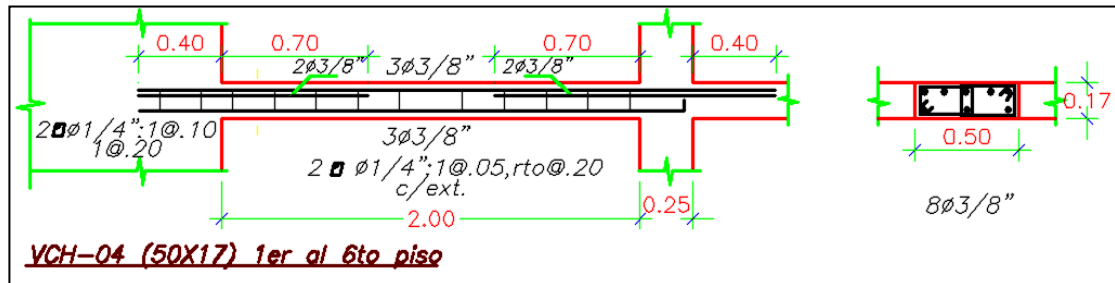


Figura 9.1.2-b, Diseño de Viga chata VCH-04(50X17)

9.2 DISEÑO DE VIGA CHATA GOBERNADA POR SISMO

9.2.1 DISEÑO POR FLEXION:

Ejemplo:

La figura 9.2.1-a, muestra la viga chata VCH-03 (30X17) ubicada en el eje B gobernada por carga de sismo, ya que se encuentra entre 2 muros de corte.

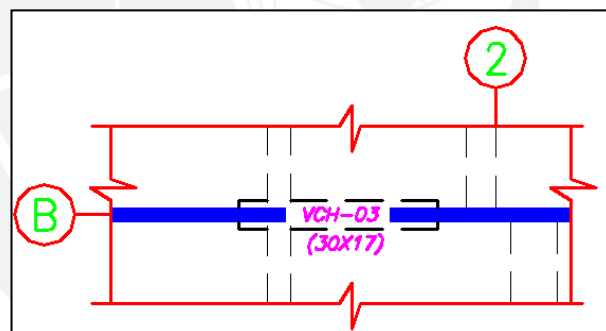


Figura 9.2.1-a, VIGA CHATA VCH-03 a diseñar

En las figuras 9.2.1-b y 9.2.1-c , se aprecia que el DMF por carga de sismo es prácticamente igual a la envolvente de los DMF, por lo que deducimos que gobierna la carga de sismo en x. Hemos escogido la envolvente de los DMF más representativo de los 6 pisos para diseñar.

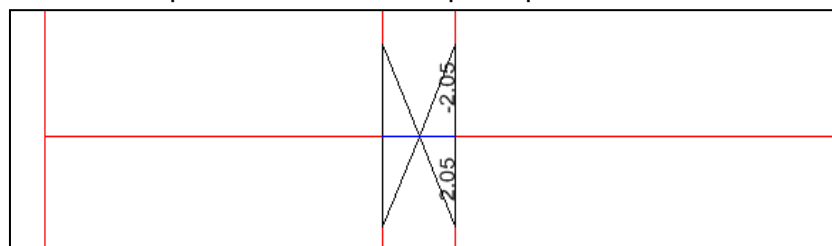
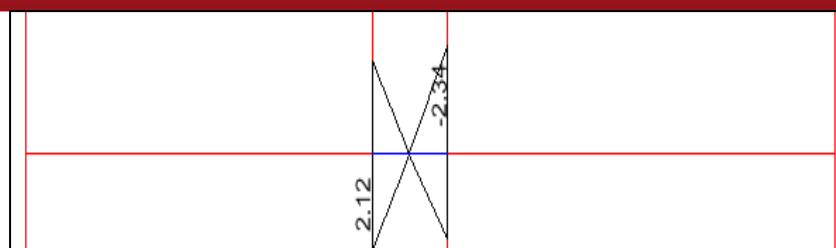


Figura 9.2.1-b, DMF POR CARGA DE SISMO X

**Figura 9.2.1-c, Envolvente de DMF**

Con los M_u positivo y negativo de la envolvente hallamos el acero de refuerzo teniendo en cuenta el A_s mín y A_s máx:

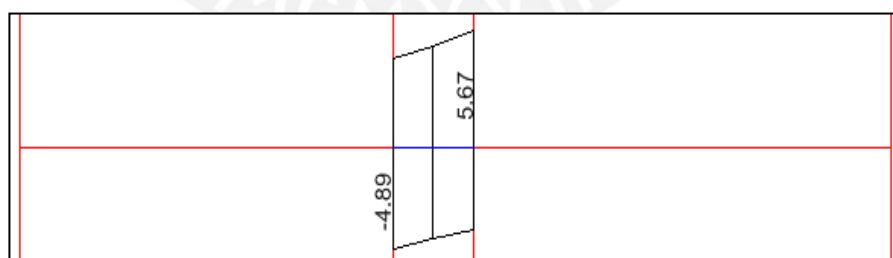
$$0.85 \text{ cm}^2 \text{ (Mín)} < A_s \text{ elegido} < 5.59 \text{ cm}^2 \text{ (Máx)}$$

Momento (Tnxm)	Acero (cm ²)	Acero elegido
-2.34	5.37	4Φ1/2"(sup)
2.12	4.77	4Φ1/2"(inf)

9.2.2 DISEÑO POR CORTE:

Conforme se aumentaba el ancho de la viga, la fuerza cortante aumentaba, entonces se escogió una viga con un ancho de 30cm. Es importante comentar que esta viga es corta y se encuentra entre muros con una gran inercia, por lo tanto deberá considerarse lo que dice el **artículo 15.4.4** de la norma E-060.(referencia 5).

1. La figura 9.2.2-a, muestra la envolvente de los Diagramas de fuerzas cortantes más representativo de los 6 pisos.

**Figura 9.2.2-a, Envolventes de los DFC**

2. La resistencia al corte del concreto ΦV_c es:

$$\Phi = 0.85 \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 14 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 14 \approx 2.74 \text{ ton.}$$

El artículo 15.4.4 de la norma E-060 para vigas entre muros, limita el valor de V_u a: $V_u \leq 1.6 \Phi * \sqrt{f_c} * b_w * d \rightarrow V_u \leq 8.27 \text{ tn}$

El V_u actuante de la envolvente de los DFC es $5.67 \text{ tn} \rightarrow 5.67 \text{ tn} \leq 8.27 \text{ tn}$ **(cumple).**

El V_u de diseño correspondiente al mismo artículo señala que deberá basarse en la máxima capacidad de flexión. En otras palabras tenemos:

$$V_u \text{ diseño} = (M_n(\text{sup}) + M_n(\text{inf})) / L + V_u(\text{isostático})$$

Con $4\phi 1/2"$ hallo el $M_n = 2.65 \text{ tn}\cdot\text{m}$ (sup e inf).

$$L = 0.9 \text{ m}$$

$$V_u \text{ isostático} = 0.85 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ diseño} = (2.65 + 2.65) / 0.9 + 0.85 = 6.73 \text{ tn}$$

$$V_s = V_u / \Phi - V_c \rightarrow V_s = 4.70 \text{ tn}$$

Entonces usando 2 estribos de $\phi 1/4"$ obtenemos el espaciamiento con:

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 4 * 0.32 * 4200 * 14 / 4700 = 16 \text{ cm.}$$

La disposición de los estribos es la siguiente: $2\phi 1/4"$: $1@ 0.05$, resto @ 0.10 desde cada extremo.

La figura 9.2.2-b muestra la viga chata diseñada:

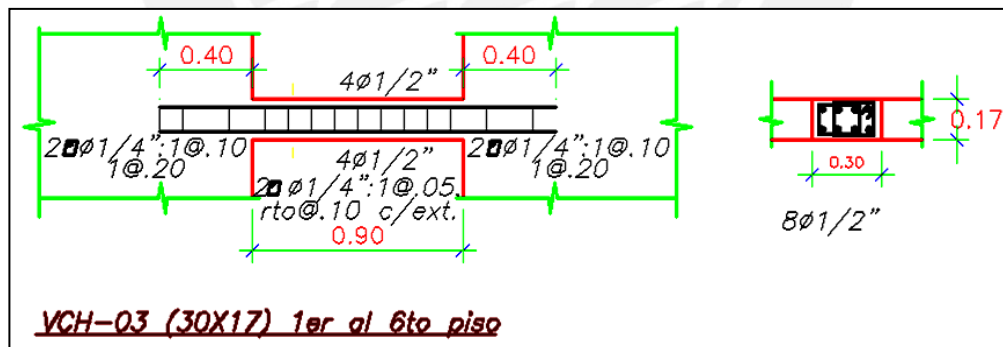


Figura 9.2.2-b. Diseño de Viga chata VCH-03(30X17)

10. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Se presentarán dos ejemplos de diseño.

10.1 EJEMPLO 1

10.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

1. La figura 10.1.1-a, muestra la ubicación en planta del tramo intermedio de la viga peraltada VT-01 del piso típico.

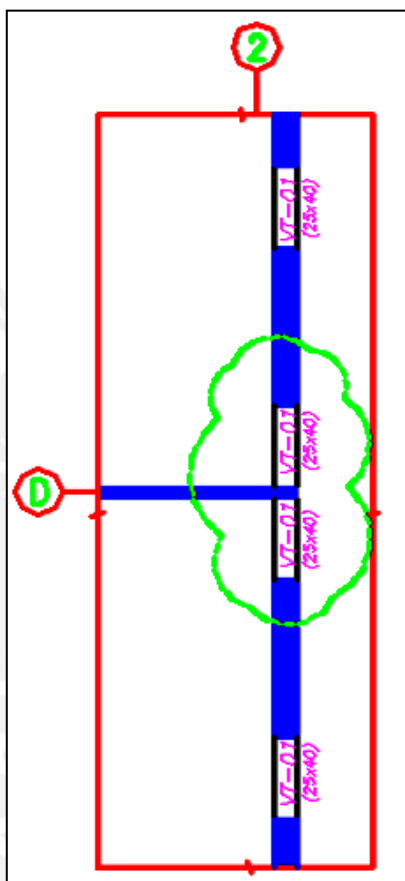
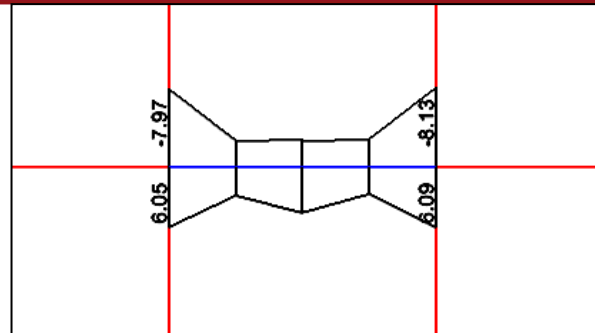


Figura 10.1.1-a: Viga Peraltada VT-01 (25x40) a diseñar

2. La figura 10.1.1-b, muestra la envolvente de los diagramas de momentos flectores más exigente de los 6 pisos, para la viga peraltada VT-01 (.25x.40).

**Figura 10.1.1-b: Envolvente de los DMF**

Con M_u positivo y negativo de la envolvente y teniendo en cuenta el A_s mín y A_s máx hallamos el acero de refuerzo:

$$2.05 \text{ cm}^2(\text{Mín}) < A_s \text{ elegido} < 13.58 \text{ cm}^2 (\text{Máx})$$

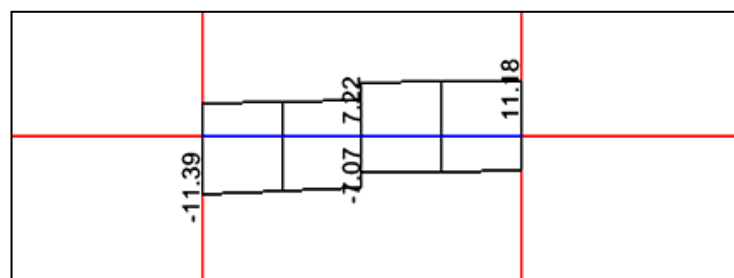
Momento (Tn·m)	Acero (cm ²)	Acero elegido
-8.13	7	4Φ5/8"(sup)
6.1(ver *)	5.11	4Φ5/8"(inf)

*Para $M_u=6.1 \text{ tnm}$ se pudo elegir 3Φ5/8", pero se dispuso el acero de forma simétrica para darle un mejor comportamiento ante la incertidumbre del sismo.

10.1.2 DISEÑO POR CORTANTE

Para elementos que resisten fuerzas de sismo la norma E-060 en su artículo 13.7.1.2, nos dice que V_u diseño deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para cargas permanentes.

Mostramos en la figura 10.1.2-a la envolvente de los diagramas de fuerzas cortantes más exigente de los 6 pisos.

**Figura 10.1.2-a: Envolvente de los DFC**

Se calcula el refuerzo transversal:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 34 \approx 5.6 \text{ ton} \rightarrow V_c = 6.6 \text{ tn.}$$

$$V_u \text{ diseño} = (M_n(\text{sup}) + M_n(\text{inf}))/L + V_u(\text{isostático})$$

Con $4\Phi 5/8$ " hallo el $M_n = 10.15 \text{ tnxm}$ (sup e inf).

$$L = 0.9 \text{ m}$$

$$V_u \text{ isostático} = 0.40 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ diseño} = (10.15 + 10.15)/0.9 + 0.40 = 23 \text{ tn}$$

$$V_s = V_u/\Phi - V_c = 23/0.85 - 6.6 = 20.5 \text{ ton}$$

Entonces usando estribos de $\Phi 3/8$ " obtenemos el espaciamiento con:

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 2 \times 0.71 \times 4200 \times 34 / 20500 = 9.9 \text{ cm}$$

La disposición de los estribos es la siguiente: $1\Phi 3/8$ " : $1@ 0.05$, resto @ 0.10 desde cada extremo.

El diseño de la viga peraltada VT-01(25X40), se muestra en la figura 10.1.2-b.

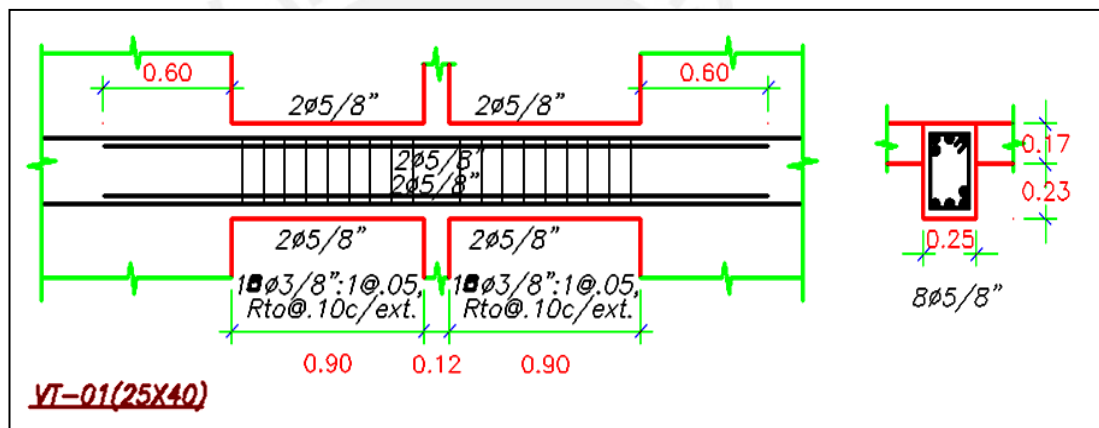


Figura 10.1.2-b: Diseño de la Viga Peralta VT-01 (25x40)

10.2 EJEMPLO 2

A diferencia del primer ejemplo esta Viga peraltada se encuentra entre 2 muros de gran inercia por lo tanto deberá considerarse lo que dice el **artículo 15.4.4** de la norma E-060 para el diseño por corte.

10.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

1. La figura 10.2.1-a, muestra la ubicación en planta de la viga peraltada VT-02(.25x.40) del piso típico.

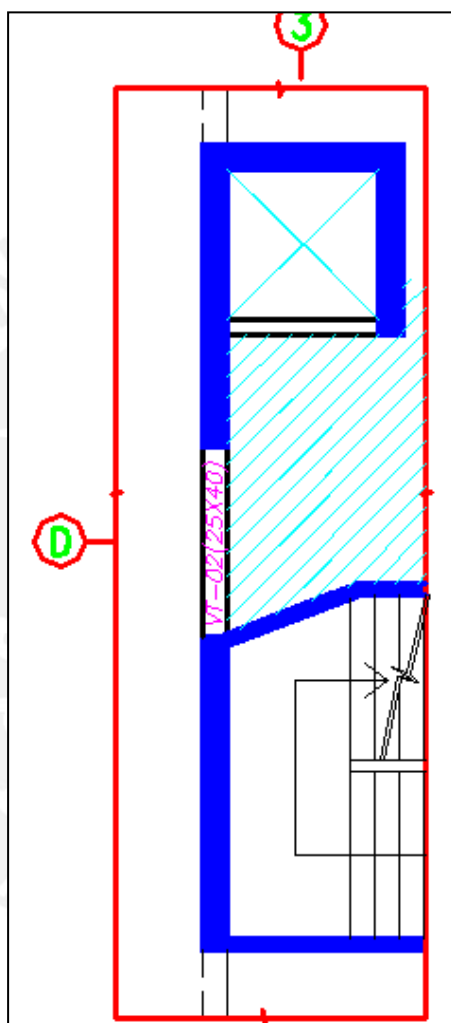
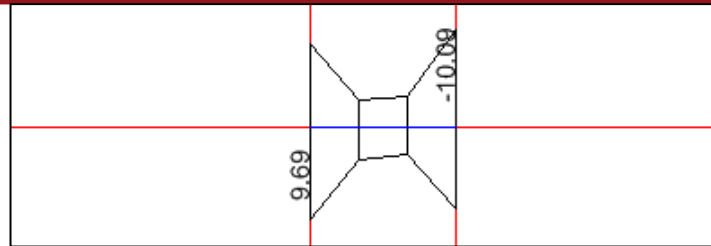


Figura 10.2.1-a: Viga Peraltada VT-02 (25x40) a diseñar

2. La figura 10.2.1-b, muestra la envolvente de los diagramas de momentos flectores más exigente de los 6 pisos, de la viga peraltada VT-02 (.25x.40).

**Figura 10.2.1-b: Envolvente de los DMF**

Con M_u positivo y negativo de la envolvente y teniendo en cuenta el A_s mín y A_s máx hallamos el acero de refuerzo:

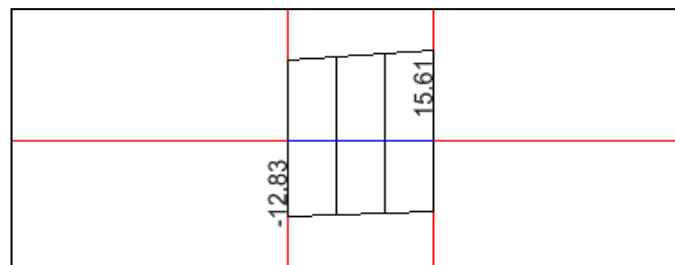
$$2.05 \text{ cm}^2 (\text{Mín}) < A_s \text{ elegido} < 13.58 \text{ cm}^2 (\text{Máx})$$

Momento (Tnxm)	Acero (cm ²)	Acero elegido
-10.09	8.87	3 Φ 3/4"(sup)
9.69	8.55	3 Φ 3/4"(inf)

10.2.2 DISEÑO POR CORTANTE

Para elementos que resisten fuerza de sismo, la norma E.060 en su **artículo 13.7.1.2**, nos dice que V_u diseño deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para cargas permanentes. También tomaremos en cuenta el **artículo 15.4.4** de la norma E-060 para el diseño por corte ya que esta viga se encuentra entre 2 muros con gran inercia.

Mostramos en la figura 10.1.2-a la envolvente de los diagramas de fuerzas cortantes más exigente de los 6 pisos.

**Figura 10.2.2-a: Envolvente de los DFC**

Se calcula el refuerzo transversal:

$$\Phi=0.85 \quad f_c=210\text{kg/cm}^2 \quad b=25\text{cm} \quad d=34\text{cm}$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 34 \approx 5.6 \text{ ton},$$

El artículo 15.4.4 de la norma E-060 para vigas entre muros, limita el valor de V_u a:

$$V_u \leq 1.6 \Phi * \sqrt{f_c} * b_w * d \rightarrow V_u \leq 16.75 \text{ tn}$$

El V_u de la envolvente de los DFC es 15.61tn \rightarrow **15.61 tn \leq 16.75 tn (cumple).**

El V_u correspondiente al artículo 15.4.4 señala que deberá basarse en la máxima capacidad de flexión, esto es:

$$V_u = (M_n(\text{sup}) + M_n(\text{inf}))/L + V_u(\text{isostático})$$

Con $3\Phi 3/4$ " hallo el $M_n = 10.72 \text{ tnm}$ (sup e inf).

$$L = 1.92\text{m}$$

$$V_u \text{ isostático} = 1.50\text{tn}$$

$$V_u = (10.72 + 10.72)/1.92 + 1.50 = \mathbf{12.66 \text{ tn}}$$

$V_u < V_u$ (envolvente) \rightarrow Usamos V_u (envolvente) = 15.61tn para el diseño.

$$V_s = V_u/\Phi - V_c \rightarrow V_s = 11.78\text{tn}.$$

Entonces usando estribos de $\Phi 3/8$ " obtenemos el espaciamiento con:

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 2 * 0.71 * 4200 * 34 / 11780 = 17 \text{ cm}.$$

La disposición de los estribos es la siguiente: $1\Phi 3/8$ " : $1@.05$, $7@ 0.10$, rto @ 0.15 desde cada extremo.

El diseño de la viga peraltada VT-02(25X40), se muestra en la figura 10.2.2-b.

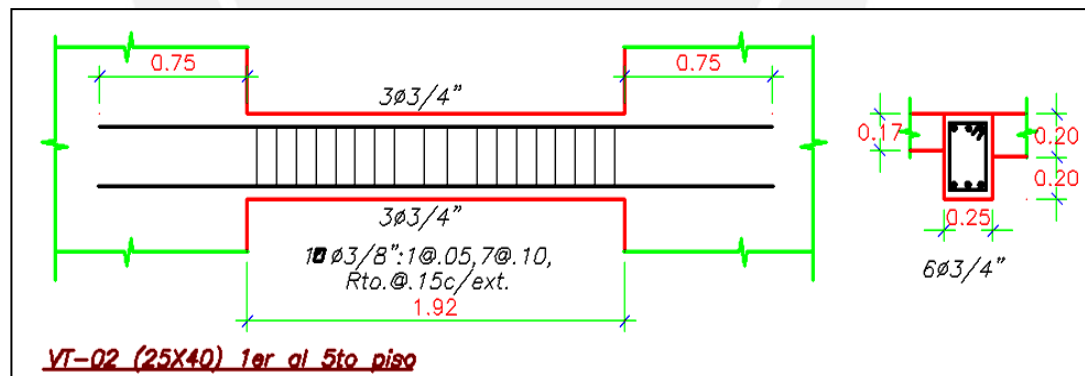


Figura 10.2.2-b: Diseño de la Viga Peraltada VT-02 (25x40)

11. DISEÑO DE MUROS

11.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para el diseño de los muros, se han tenido en cuenta las “Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada”, de la Norma E.060 (referencia 5), la cual nos indica cumplir con lo siguiente:

11.1.1 MATERIALES

1. La resistencia a la compresión del concreto en los edificios con muros de ductilidad limitada, debe ser como mínimo $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$. Se ha usado para todos los muros una resistencia a la compresión de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
2. El acero de las barras de refuerzo en los muros, deberá ser dúctil, de grado 60. Se diseñará los muros con acero $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$, especificándose en los planos que deben usarse varillas de acero de Grado 60.

11.1.2 DISEÑO

1. Se deberá verificar en el 1/3 inferior del edificio, que la resistencia nominal a flexo compresión del muro, sea por lo menos igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento de su sección.
2. Para no usar cabezas confinadas, debe verificarse que la profundidad del eje neutro “c” cumpla con la siguiente relación.

$$c < \frac{lm}{600 \times \frac{\Delta m}{hm}}$$

Donde:

lm: longitud del muro en el plano horizontal.

hm: altura total del muro

Δm : desplazamiento del nivel más alto del muro que corresponde a la altura hm. Este desplazamiento debe calcularse según el artículo 16.4 de la norma

NTE. E.030 lo cual indica que debe multiplicarse los desplazamientos elásticos por 0.75R.

En el caso en que no se cumpla la relación establecida debe confinarse los extremos del muro evaluado, con lo cual el espesor del muro se incrementa como mínimo a 15cm.

Cuando no sea necesario confinar los extremos de los muros se tiene en cuenta que el refuerzo debe espaciarse de manera tal que su cuantía esté por debajo de 1% del área en que se distribuye.

3. La cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros, deberá cumplir con las siguientes limitaciones, mostradas en la tabla **11.1.2-a**:

	ρ Horizontal	ρ Vertical
$V_u > \Phi V_c/2$	0.0025	0.0025
$V_u < \Phi V_c/2$	0.0020	0.0015
$h_m/l_m \leq 2$	$\rho_h = \rho_v$	

Tabla 11.1.2-a: Acero mínimo vertical y horizontal en Muros

4. La fuerza cortante última del diseño V_u , debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis V_{ua} amplificado por el cociente entre el momento nominal asociados al acero colocado M_n y el momento proveniente del análisis M_{ua} , es decir:

$$V_u \geq V_{ua} (M_n/M_{ua})$$

Para el cálculo de M_n , se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25f_y$.

5. La resistencia al corte de los muros, se podrá determinar con la expresión:

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s = \Phi(A_c \alpha \sqrt{f_c}) + \Phi(A_c \rho_h f_y)$$

11.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

El objetivo en el diseño por flexo compresión consiste en proporcionar a la sección del muro, un refuerzo tal, que éste pueda resistir las fuerzas de flexión y compresión actuando simultáneamente. Esto se puede desarrollar usando los diagramas de interacción.

El refuerzo vertical debe ser distribuido a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos ya que en estas zonas hay esfuerzos elevados de compresión y tracción.

A continuación se detalla un ejemplo de Diseño por Flexo compresión del muro M2 que se encuentra a lo largo del eje C (figura 11.2-a).

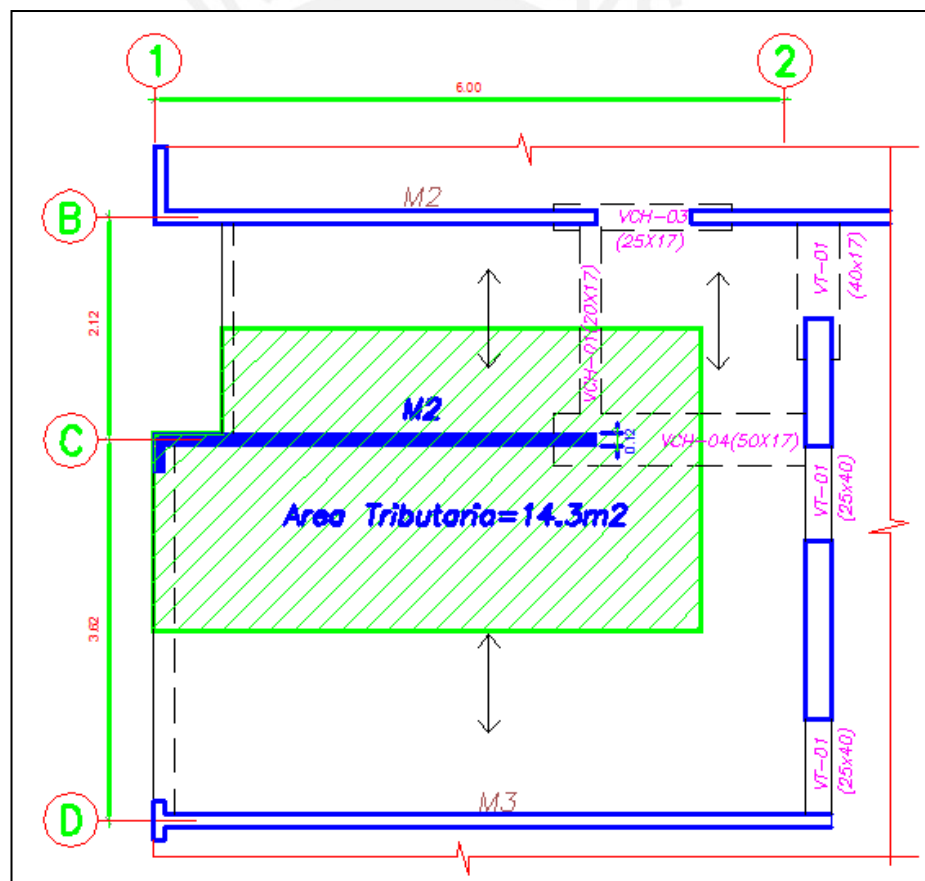


Figura 11.2-a: Muro M2 a diseñar

En la figura 11.2.b mostramos las dimensiones de la sección y las direcciones 3 y 2 de momentos y cortantes.

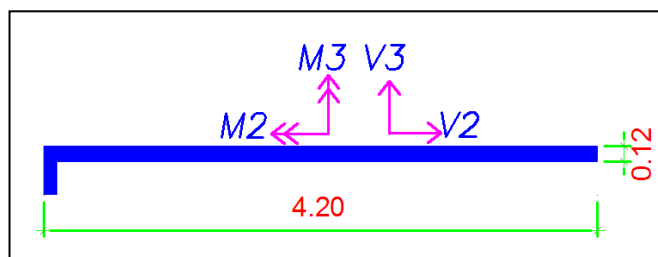


Figura 11.2-b: Dimensiones de la sección

Para el diseño por flexocompresión se siguieron los siguientes pasos:

1. Hallar P_u y M_u con las combinaciones de carga.

Las cargas actuantes en el 1er piso se indican en la tabla **11.2-a**, en la cuales las cargas de sismo ya están amplificadas. Este muro está trabajando más fuerte con el sismo en X. En la tabla 11.2.b presentamos las cargas de diseño: P_u y M_u .

Piso	Muro	carga	P (ton)	M_2 (tonxm)	M_3 (tonxm)
1	M2	Viva	-15.7	0	0.7
1	M2	Muerta	-53	0	1.3
1	M2	Sismo x	1	0	90
1	M2	Sismo y	0	0	44

Tabla 11.2-a

Combinaciones	P_u (ton)	M_{2u} (tonxm)	M_{3u} (tonxm)
1.5CM+1.8CV	-108	0	3
1.25 (CM+CV)+Sx	-85	0	93
1.25 (CM+CV)+Sy	-86	0	47
0.9CM + Sx	-47	0	91
0.9CM + Sy	-48	0	45

Tabla 11.2-b

2. Se proporciona a la sección del muro M2, el acero vertical preliminar mínimo (según la tabla 11.1.2-a)

Para ello se calcularon los valores de ΦV_c y V_u :

$$\Phi V_c = \Phi (A_c \alpha \sqrt{f'_c})$$

Donde:

A_c = área de corte en la dirección analizada

α = factor que depende del cociente entre la altura total del muro h_m (del suelo al nivel más alto) y la longitud del muro en la planta l_m .

Si $(h_m/l_m) \leq 1.5$ $\alpha = 0.8$

Si $(h_m/l_m) = (15.6/4.2) \geq 2.5$ $\alpha = 0.53$

Si $1.5 < (h_m/l_m) < 2.5$ α , se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53

Con ello tenemos que:

$$\Phi V_c = \Phi (A_c \alpha \sqrt{f'_c}) = 0.85 (12 \times 420) \times 0.53 \times \sqrt{210} \approx 32.9 \text{ ton.}$$

Ahora, se calcula la fuerza cortante amplificada en el 1er piso $V_2 u$, tenemos:

Piso	Muro	Carga	V_2 (tn)
1	M2	Viva	0
1	M2	Muerta	1
1	M2	Sismo x	12
1	M2	Sismo y	6

Combinaciones	$V_2 u$ (tn)
1.25 (CM+CV) \pm Sx	13.25
0.9CM \pm Sx	12.9

Entonces se cumple que $V_u < \phi V_c/2$ ya que $(13.25\text{tn} < 16.45\text{tn})$, por lo tanto le corresponde la cuantía de acero mínima siguiente

	ρ Horizontal	ρ Vertical
$V_u < \phi V_c/2$	0.0020	0.0015

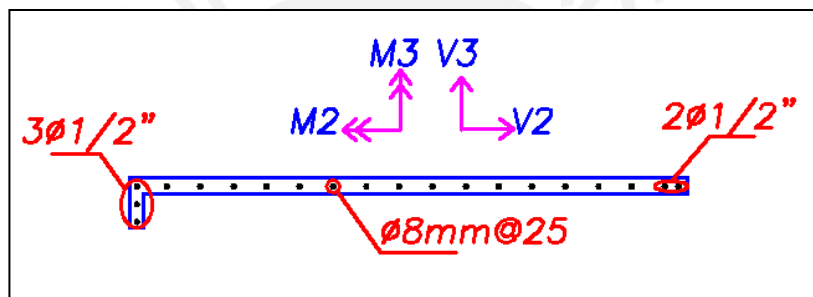
$$\rho_v = 0.0015 \cdot 100 \cdot 12 = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\rho_h = 0.0020 \cdot 100 \cdot 12 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m},$$

Acero preliminar colocado: Malla simple $\Phi 8\text{mm}@25 \text{ cm}=2\text{cm}^2/\text{m}$ (vertical)

Malla simple $\Phi 8\text{mm}@20\text{cm}=2.5\text{cm}^2/\text{m}$ (horizontal)

- La siguiente figura, muestra el acero preliminar distribuido a lo largo del muro M2, habiendo colocado acero adicional en los extremos.



- Luego se construyó el diagrama de interacción de diseño del muro M2 (gráfico 11.2-c), para así comprobar si el acero elegido es suficiente para resistir las fuerzas actuantes últimas.

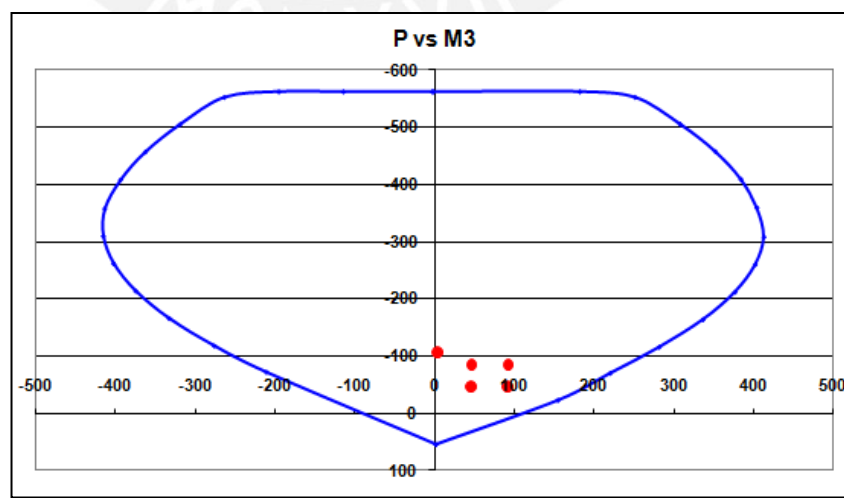


Gráfico 11.2-c: Diagrama de Interacción de diseño del Muro M2

5. Se verificó que:

$$\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Tenemos que para la combinación de sismo con mayor P del gráfico 11.2-c , se obtiene un $\Phi M_n = 240 \text{ tonxm}$.

El M_{cr} (sismo, en la dirección longitudinal), se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_{cr} = \frac{I_g}{Y_t} \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P_u}{A_g} \right)$$

Donde:

$$P_u = 85 \text{ ton}$$

$$I_g = 0.12 \times 4.20^3 / 12 = 0.74 \text{ m}^4$$

$$Y_t = 2.1 \text{ m}$$

$$A_g = 0.50 \text{ m}^2$$

Entonces,

$$M_{cr} = \frac{0.74}{2.10} \left(2\sqrt{210} * 10 + \frac{85}{0.50} \right) = 162 \text{ tonxm}$$

Con ello se verifica que la desigualdad se cumple:

$$\Phi M_n = 241 \text{ tonxm} \geq 1.2 M_{cr} = 194 \text{ tonxm}$$

6. Será necesario confinar los extremos, si se cumple con la siguiente desigualdad:

$$c \geq l_m / (600 \times \Delta_m / h_m)$$

$$l_m = 4.20 \text{ m. (longitud del muro en planta)}$$

$$\Delta_m = 0.009 \text{ m. (desplazamiento en el punto más alto del muro)}$$

$$h_m = 15.60 \text{ m. (altura total del muro)}$$

Con ello, para que sea necesario confinar los extremos, el eje neutro debería ser mayor $2.88 l_m$, lo cual es imposible. Se puede concluir que al tener cargas axiales pequeñas, ello no ocurrirá.

Para calcular el eje neutro se utilizó el programa Retan.

$$c = 0.46 \text{ m} < 2.88 l_m = 12 \text{ m. No es necesario confinar extremos.}$$

11.3 DISEÑO POR CAPACIDAD

En el diseño por fuerza cortante, debe calcularse la cortante de diseño, la cual depende de la fuerza cortante obtenida del análisis y del factor proveniente del cociente entre el momento nominal y el momento del análisis.

Es decir, la obtención de la fuerza cortante última queda establecida por la siguiente relación:

$$Vu = Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Tenemos que Φ se encuentra en la zona de transición ($0.7 \leq \Phi \leq 0.90$) ya que:

$$Pu \leq 0.1x'f_c x Ag, \quad 85tn \leq 105tn.$$

Entonces interpolando encontramos que $\Phi = 0.74$.

$$\Phi Mn = 241 \text{ tnxm} \rightarrow Mn = 325 \text{ (Para } Mu = 93 \text{ tnxm y } Pu = -85 \text{ tn)}$$

$$Mua = 93 \text{ tonxm}$$

$$Vua = 13.25 \text{ tonxm}$$

Luego,

$$Vu(\text{diseño}) = Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua} \right) = 13.25 \times \left(\frac{325}{93} \right) \approx 46 \text{ ton}$$

Se debe verificar que $Vu \leq \Phi Vn \text{ máx.}$ En donde $\Phi Vn < \Phi 2.7\sqrt{f_c} Ac \approx 167 \text{ ton}$

$$Vu = 46 \text{ tn} \leq \Phi Vn = 167 \text{ ton}$$

Cuando un muro este sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los efectos de compresión sean pequeños ($Nu < 0.1x'f_c x Ag$), deberá considerarse $\Phi Vc = 0$.

$$Nu(1.5cm + 1.8cv) = 108tn, \quad 0.1 x'f_c x Ag = 105tn$$

Como $Nu > 0.1x'f_c x Ag$ ($108 > 105$) si se puede considerar la resistencia del concreto al corte.

Entonces:

$$\Phi Vc = 32.9tn \text{ (calculado anteriormente para hallar el acero distribuido preliminar)}$$

$$Vs = 46/0.85 - 32.9/0.85 = 15.4 \text{ ton.} \rightarrow \rho_h = 15.4/(42000 \cdot 4.2 \cdot 0.12) = 0.00072$$

$$As = 0.00072 \cdot 100 \cdot 12 = 0.86 \text{ cm}^2.$$

Se usará acero mínimo preliminar $\rho_h = 0.002 \rightarrow As = 2.4 \text{ cm}^2$.

Acero elegido: Malla simple $\Phi 8mm @ 25 \text{ cm.}$ (vertical)
 Malla simple $\Phi 8mm @ 20 \text{ cm.}$ (horizontal)

11.4 DISEÑO POR CORTE FRICCIÓN

De acuerdo al acápite 2.11 de la Norma E.060, el refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ΦV_n) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Phi V_n = \Phi \cdot \mu (N_u + A_v \cdot f_y)$$

Donde:

N_u : Fuerza Normal última, $N_u = 0.9 \text{ Nm}$

N_m : Carga muerta = 53 ton.

$\mu = 0.6$ y $\Phi = 0.85$

A_v = área de refuerzo colocado = 0.001395 m^2

$$\Phi V_n = \Phi \cdot \mu (N_u + A_v \cdot f_y) = 0.85 \cdot 0.6 (0.9 \cdot 53 + 13.95 \cdot 4.2) \approx 54.2 \text{ tn} > V_u = 13.25 \text{ tn. OK}$$

12. DISEÑO DE ESCALERAS

12.1 DISEÑO POR FLEXION

Para el cálculo de los momentos actuantes en los tramos de escaleras (tramo1, tramos pares y tramos impares), se asignó a cada tramo, una carga distribuida calculada en el capítulo 4.4 de metrado de escaleras ($W_u = 1.6 \text{ ton/m}^2$).

La figura 12.1-a, muestra la sección de los tramos pares 2,4,6,8 y 10, se consideró los apoyos a la mitad de la losas de los descansos ya que estas losas también están apoyadas en el sentido transversal (Y) en los muros. En el lado izquierdo se ve en la figura 12.1-a que la escalera está simplemente apoyada (restricción vertical y horizontal), ya que llega a un muro que está muy bien arriostrado y en el lado derecho solamente tiene restricción vertical, ya que llega a un muro pobremente arriostrado.

En la figura 12.1-b, presentamos su diagrama de momentos flectores:

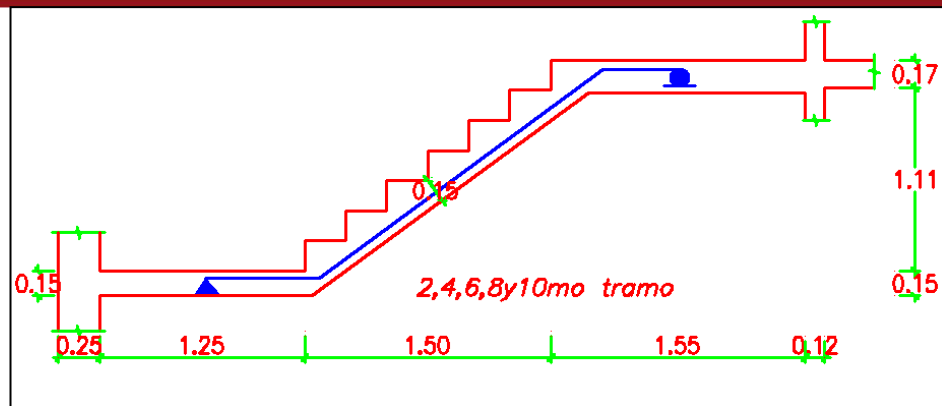


Figura 12.1-a: Modelo de escalera (tramos pares)

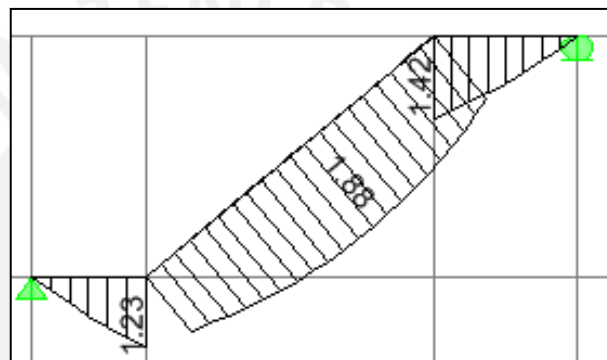


Figura 12.1-b: Diagrama de Momentos Flectores (tramos pares)

Descripción	M (Tonxm)	Acero (cm ²)	Acero
Acero Longitudinal	1.88	3.52	Φ3/8"@20 cm
Acero Transversal de Temperatura		Asmín = 0.0018*b*h = 2.70 cm ²	Φ3/8"@25 cm

12.2 DISEÑO POR CORTE

Se comprueba que la aportación de resistencia del concreto es suficiente. No se necesita acero.

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot (15 - 2.5) = 8.2 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.50 \text{ ton}$$

Entonces, $\Phi V_c > V_u$, OK

En la figura 12.2-a se muestra el diseño de la escalera:

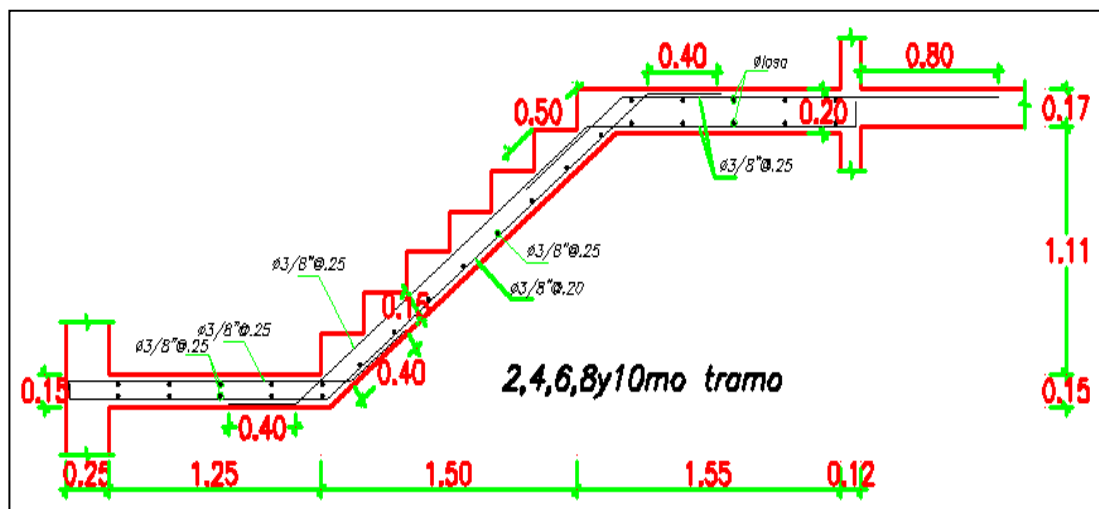


Figura 12.2-a: Diseño de Escalera (tramos pares)

13. DISEÑO DE CISTERNA

13.1 DISEÑO DE MUROS

13.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE

La fuerza actuante sobre los muros de la cisterna, son provenientes del suelo en reposo. Por ello se calculó la carga distribuida triangular, producida por el empuje del suelo y se calcularon los momentos para luego calcular el acero requerido.

La figura 13.1.1-a, muestra la sección de la cisterna y la idealización de sus muros simplemente apoyada en sus extremos debido a las restricciones de las losas:

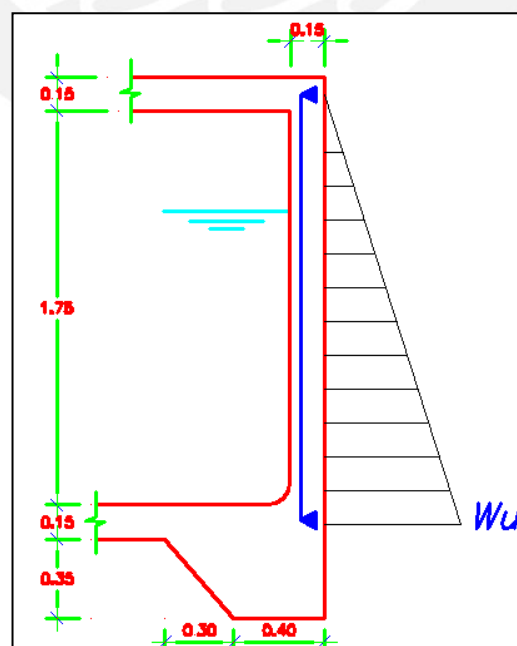


Figura 13.1.1-a: Sección de la cisterna

Se obtiene el empuje del suelo, con la siguiente fórmula:

$$W_u = 1.8 * Y * K_o * h$$

Donde:

Y = Peso volumétrico del suelo = 2 tn/m^3

K_o = Coeficiente de empuje en reposo

$$K_o = 1 - \tan \Phi, \Phi = 35^\circ, \text{ entonces } K_o \approx 0.40$$

h = altura total de la cisterna = 1.9 m

$$\text{Con ello: } W_u = 1.8 * Y * K_o * h = 1.8 * 2 * 0.40 * 1.90 \approx 2.74 \text{ ton/m}$$

Descripción	Mu(Tnxm)	As (cm2)	As	As elegido
As Vertical	0.7	1.89	Asmín = $0.002 * 100 * 15 = 3 \text{ cm}^2$ Asmín una malla = 1.5 cm^2	Doble malla $\Phi 8 \text{ mm} @ 25$
As Horizontal			Asmín = $0.002 * 100 * 15 = 3 \text{ cm}^2$ Asmín una malla = 1.5 cm^2	Doble malla $\Phi 8 \text{ mm} @ 25$

Como vemos en el cuadro para el acero vertical se necesita más acero que el mínimo ya que $1.89 \text{ cm}^2 > 1.5 \text{ cm}^2$.

Para el refuerzo horizontal se tuvo en cuenta, la retracción del concreto, entonces se decidió colocar una cuantía, mayor a la mínima, para controlar mejor las fisuras. Luego se verificó que el concreto es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (15 - 5) = 6.53 \text{ ton}$$

$$V_u \approx 1.9 \text{ ton}$$

$$\text{Entonces, } \Phi V_c > V_u, \text{ OK}$$

13.2 DISEÑO DE TECHO Y FONDO DE LOSA

13.2.1 LOSA DE TECHO

Considerando una $s/c = 250 \text{ kg/m}^2$ (por estar ubicada la cisterna en el área de estacionamiento), el acero requerido, está por debajo del acero mínimo. Por ello se diseñó la losa de techo, con As mínimo = $0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.70 \text{ cm}^2$.

Acero colocado = Doble malla $\Phi 8 \text{ mm} @ 35 \text{ cm}$

13.2.2 LOSA DE FONDO

Se diseñó la losa de fondo, con $A_s = 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot 100 \cdot 15 = 3.00 \text{ cm}^2$.

Se colocó una cuantía mayor a la mínima para controlar las fisuras.

Acero colocado = Doble malla $\Phi 8\text{mm}$ @ 25 cm

14. CUARTO DE MAQUINAS

14.1 DISEÑO DE MUROS

Los muros del cuarto de máquinas reciben la misma cuantía de los muros del piso anterior, puesto que son una prolongación de ellos.

14.2 DISEÑO DE LOSA DE PISO Y TECHO DE CUARTO DE MAQUINAS

14.2.1 LOSA DE PISO

Las cargas actuantes y carga última con la que se diseñó esta losa, se muestran en el siguiente cuadro:

CARGA MUERTA:	Peso Propio	$2.4 \times 0.15 \times 1.00 =$	0.36	
	Piso Terminado	$0.10 \times 1.00 =$	0.10	
			0.46	ton/m
CARGA VIVA:	Sobrecarga	$0.50 \times 1.00 =$	0.50	
			0.50	ton/m
CARGA ULTIMA:	W_u	$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \approx$	1.60	ton/m

$A_s \text{ mínimo} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.70 \text{ cm}^2$

Para una cara $A_s \text{ mínimo} = 1.35 \text{ cm}^2$

El mayor momento ocurre en la dirección más corta del paño, calculado como una viga simplemente apoyada:

$L = 1.8 \text{ m}$

$$M_u (+) = 1.6 \cdot 1.80^2 / 8 = 0.65 \text{ tonxm}^2, \rightarrow A_s = 1.76 \text{ cm}^2.$$

As colocado, malla $\Phi 8\text{mm}$ @25 cm (sup e inf.).

14.2.2 LOSA DE TECHO

El espesor es de 12cm y por la magnitud de las cargas bastará con colocar acero mínimo, $A_s \text{ mín} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 12 = 2.16 \text{ cm}^2$. Se dispone malla inferior de 8mm@20cm.

PARTE 3: CIMENTACION

15. CIMIENTOS CORRIDOS

15.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La cimentación es el conjunto de elementos encargado de transmitir al suelo las cargas del edificio. Su objetivo es ejercer una presión que el suelo pueda resistir. En este caso, se ha diseñado la cimentación, de tal modo que la presión que ejerza sobre el suelo, no sea mayor a 3 kg/cm^2 .

Existen características propias para el pre dimensionamiento y diseño de un cimiento corrido, como:

- Al tener una carga uniformemente distribuida a lo largo del muro, desaparece el concepto de cortante en dos direcciones (punzonamiento), por lo que bastará calcular cortante en 1 dirección y luego flexión en la misma dirección.
- Al tener volados muy pequeños los cimientos corridos, no se llega a producir el efecto de cortante en una dirección, puesto que éste produce la falla a “d” de la cara. Como el volado es pequeño, “d” cae fuera de la sección.
- El edificio está estructurado principalmente con muros, los cuales son los elementos principales que resisten las fuerzas horizontales de sismo, y por ende momentos importantes de sismo. Por tanto se deberá tener en cuenta estos momentos en el cálculo del ancho del cimiento corrido. Ello conlleva a que se pre dimensione teniendo en cuenta la carga total actuante y el momento total de cada muro. Cabe mencionar que al estar la cimentación integrada, ello ayuda a que el elemento en global resista los momentos transmitidos de los muros al cimiento.

El estudio de suelos considerado, muestra las siguientes características del suelo:

- Grava arenosa pobremente graduada.
- Presión admisible $q_t = 3 \text{ kg/cm}^2$
- Profundidad de cimentación mínima: 1.5 m.

La figura 15.1-a, muestra la sección de un cimiento corrido:

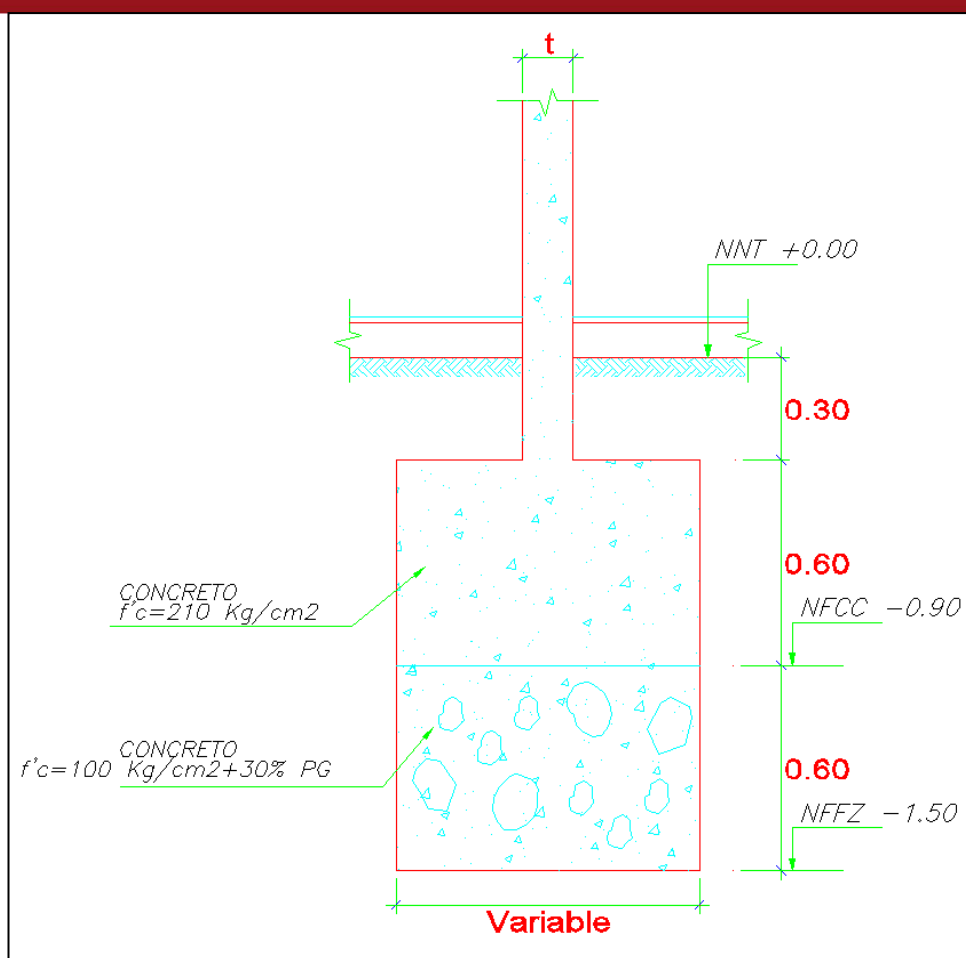


Figura 15.1-a: Sección de Cimiento Corrido

Se detalla las características de la cimentación:

- La cimentación corrida tiene un peralte de 60 cm. Para llegar al nivel mínimo de cimentación de 1.50 m. de profundidad, se utilizó una falsa zapata de 60 cm de peralte.
- Se están dejando 30 cm. libres, para la colocación de las tuberías, tanto sanitarias como eléctricas.
- Las resistencias de los concretos son:
 - Cimiento Corrido: $f'_c=210\text{kg/cm}^2$
 - Falsa Zapata: $f'_c=100\text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PG}$

15.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL CIMIENTO

Los pasos seguidos para hallar las dimensiones del cimiento corrido, fueron:

1. Cálculo de la carga total en servicio (cargas de gravedad y sismo) “P”, transmitida del muro al cimiento.
2. Asignación preliminar de las dimensiones en planta del cimiento, ancho “B” y largo “L”
3. Cálculo del peso propio del cimiento “pp”, con sus dimensiones preliminares.
4. Comprobar si las dimensiones asignadas, garantizan que el cimiento transmita un esfuerzo menor que σ_{adm} del suelo (para sólo cargas de gravedad) y menor que $1.3\sigma_{adm}$ del suelo (para cargas de sismo). Se considera como F.S.=1.3, ya que el suelo no está gobernado por corte, sino por asentamiento, en condiciones temporales.
5. Se debe cumplir la siguiente desigualdad para cimientos rectangulares:

Para Cargas de gravedad:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P+pp}{B.L} \pm \frac{6 M}{B.L^2} \leq \sigma_{adm}$$

Para Cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P+pp}{B.L} \pm \frac{6 M}{B.L^2} \leq 1.3 \sigma_{adm}$$

En caso, $6M / (BxL^2)$, es mayor que $(P+pp)/(BxL)$, significa que habría tracciones entre el suelo y la zapata, lo cual es imposible. En ese caso se deberá formar un triángulo de presiones, tal que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante y volver a calcular. De esta manera, el esfuerzo se calculará con la siguiente expresión:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{2.R}{3B \left(\frac{L}{2} - e \right)}$$

15.2.1 EJEMPLO DE PREDIMENSIONAMIENTO

La figura 15.2.1-a, muestra el cimientó del muro M2 a pre dimensionar. Sólo se muestra el análisis, para cargas de gravedad y sismo en la dirección longitudinal x:

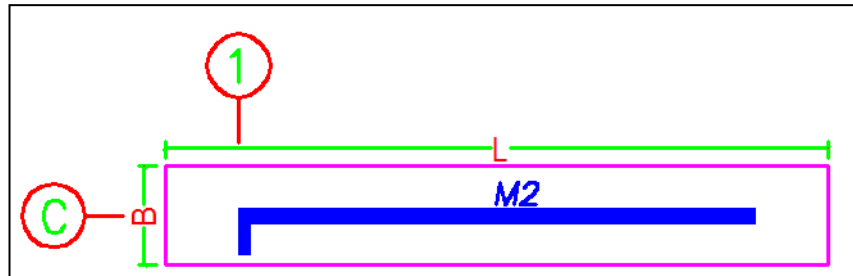


Figura 15.2.1-a: Cimientó a pre dimensionar

De la tabla 11.2-a tenemos:

Carga muerta = 53tn

Carga viva=15.7tn

Carga en servicio=**68.7tn.**

- **Análisis de Sismo en x:**

Tenemos los siguientes momentos de la tabla 11.2-a:

Piso	Muro	Fuerza	M (tnxm)
1	M2	Sismo x	$90/1.25=72$
1	M2	Carga Muerta	1.3
1	M2	Carga Viva	0.7
		TOTAL	74

- Se asignaron las siguientes dimensiones preliminares al cimientó:

B = 0.8 m. y L = 5.8 m.

- El peso propio del cimientó es:

$$pp= 2.4*0.8*5.8*0.6 = 6.7 \text{ ton}$$

- Con ello se tiene:

$$\sigma_1 = (68.5 + 6.7) / (0.8 \times 5.8) + 6 (74) / (0.8 \times 5.8^2) \approx 32.7 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_2 = (68.5 + 6.7) / (0.8 \times 5.8) - 6 (74) / (0.8 \times 5.8^2) \approx -0.23 \text{ tn/m}^2 \text{ (tracción despreciable)}$$

$$\sigma \text{ actuante} = 32.7 \text{ tn/m}^2 \leq 1.3 \sigma_{\text{adm}} = 39 \text{ tn/m}^2, \text{ OK.}$$

Entonces, las dimensiones del cimiento, son las asignadas preliminarmente.

15.3 LONGITUDES DE ANCLAJE EN CIMIENTOS

La Norma E 0.60, en el artículo 8, especifica las longitudes mínimas de anclaje, tanto en compresión como en tracción.

Desarrollo de las barras corrugadas sujetas a Compresión:

Se verificará que las longitudes de desarrollo l_d , sean mayores a:

- $l_d = 0.08 d_b f_y / (f'_c)^{1/2}$
- $l_d = 0.004 d_b f_y$
- $l_d \geq 20 \text{ cm}$

La tabla 15.3-a, muestra las longitudes mínimas de anclaje que deberán tener las barras verticales de los muros ancladas en los cimientos para cada una de las fórmulas anteriores respectivamente .

Φ	l_d (cm)	l_d (cm)	l_d (cm)
Φ 8mm	19	13	20
Φ 1/2"	29	21	20

Tabla 15.3-a: Longitudes de anclaje

16. ZAPATA DEL MURO 04

16.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA DE LA CAJA DEL ASCENSOR(MURO 04).

Como el área en planta de la zapata no tiene un eje de simetría (figura 16.1-b), tendremos que verificar que los ejes principales no estén rotados con un ángulo considerable, para poder considerar nuestros ejes principales en el centroide de la zapata con un ángulo de 0° grados, para esto se verificó:

$$\tan(2\phi) = \frac{-I_{xy}}{(I_x - I_y)/2}$$

I_{xy} =producto de inercia (centroide de la zapata)=4.1m⁴

I_x =momento de inercia respecto al eje x(centroide de la zapata)=25.46m⁴

I_y = momento de inercia respecto al eje y(centroide de la zapata)=9.66m⁴

Donde $\phi = 3.69^\circ$ (ángulo despreciable).

Como el ángulo es despreciable se asume nuestros ejes principales en el centroide de la zapata con 0° de rotación.

De la misma manera que se dimensionó los cimientos corridos, se deberá cumplir con la siguiente desigualdad, pero se tendrá en cuenta que el sismo en una dirección causó momentos importantes en ambas direcciones. (Flexión biaxial).

Para Cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma_{\text{actuante}} = \frac{P+pp}{\text{Area}} \pm \frac{M_x.C_x}{I_y} \pm \frac{M_y.C_y}{I_x} \leq 1.3 \sigma_{\text{adm}}$$

A continuación, se presentan 2 análisis, para el pre dimensionamiento de la zapata:

- 1.Análisis por cargas de gravedad y sismo en X
- 2.Análisis por cargas de gravedad y sismo en Y

Las cargas actuantes sin amplificar en el muro 04 se ven en la figura 16.1-a:

	P	M2	M3
C.MUERTA	-14	0	0
C.VIVA	-105	0	0
SISMOX	11.25/1.25	89/1.25	26/1.25
SISMOY	47.5/1.25	63/1.25	179/1.25

Figura 16.1-a: Cargas actuantes sin amplificar

La figura 16.1-b y la figura 16.1-c, muestran la planta de la zapata y su sección respectivamente.

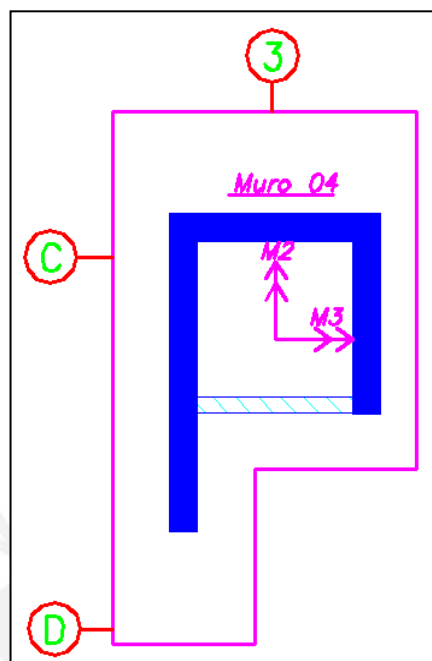


Figura 16.1-b: Planta de Zapata a dimensionar

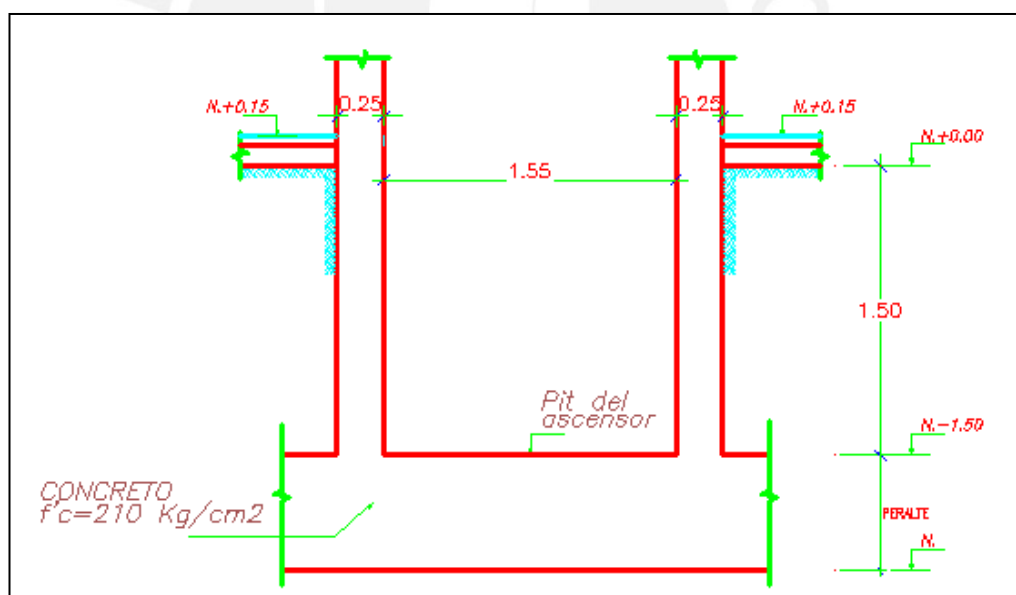
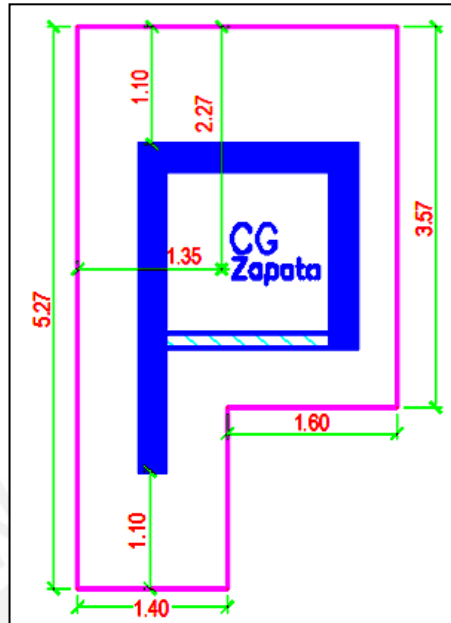


Figura 16.1-c: Sección de Zapata a dimensionar

1. Análisis por cargas de gravedad y SISMO EN X

- Se asignaron las siguientes dimensiones preliminares a la zapata:



El peso propio de la zapata es:

$$p_p = 2.4 \cdot (5.27 \cdot 1.40 + 1.60 \cdot 3.57) \cdot 0.6 = 18.85 \text{ tn}$$

El peso de la tierra es:

$$P_{\text{tierra}} = 2 \cdot 8.86 \cdot 1.5 = 26.6 \text{ tn.}$$

$$I_y = 5.27 \cdot 1.40^3 / 12 + 5.27 \cdot 1.40 \cdot (0.65)^2 + 3.57 \cdot 1.60^3 / 12 + 3.57 \cdot 1.60 \cdot (0.85)^2 \approx 9.66 \text{ m}^4$$

$$I_x = 1.40 \cdot 5.27^3 / 12 + 1.40 \cdot 5.27 \cdot (2.635 - 2.27)^2 + 1.60 \cdot 3.57^3 / 12 + 1.60 \cdot 3.57 \cdot (1.785 - 2.27)^2 \approx 25.46 \text{ m}^4$$

Con ello se tiene que los esfuerzos :

Esfuerzos en la esquina superior derecha de la zapata.

$$\sigma_1 = (105 + 14 + 11.25 / 1.25 + 18.85 + 26.6) / 13.10 + (89 / 1.25) \cdot 1.65 / 9.66 + (26 / 1.25) \cdot 2.27 / 25.46 \approx 27.25 \text{ tn/m}^2 \leq 39 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = (105 + 14 + 11.25 / 1.25 + 18.85 + 26.6) / 13.1 - (89 / 1.25) \cdot 1.65 / 9.66 - (26 / 1.25) \cdot 2.27 / 25.46 \approx -0.78 \text{ tn/m}^2 (\text{tracción despreciable}).$$

Esfuerzos en la esquina inferior izquierda de la zapata

$$\sigma_3 = (105 + 14 + 11.25 / 1.25 + 18.85 + 26.6) / 13.10 + (89 / 1.25) \cdot 1.35 / 9.66 + (26 / 1.25) \cdot 3.00 / 25.46 \approx 25.64 \text{ tn/m}^2 \leq 39 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_4 = (105 + 14 + 11.25 / 1.25 + 18.85 + 26.6) / 13.10 - (89 / 1.25) \cdot 1.35 / 9.66 - (26 / 1.25) \cdot 3.00 / 25.46 \approx 0.83 \text{ tn/m}^2 \leq 39 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

Como vemos los máximos esfuerzos se dan en la esquina superior derecha de la zapata.

2. Análisis por Cargas de Gravedad y SISMO EN Y:

Con los datos de las cargas actuantes de la figura 16.1-a para sismo en Y, y con $I_x=25.46 \text{ m}^4$, $I_y=9.66 \text{ m}^4$ hallamos los esfuerzos:

Esfuerzos en la esquina inferior izquierda de la zapata.

$$\sigma_1 = (105+14+47.5/1.25+18.85+26.6) / 13.10 + (179/1.25)*3.00 / 25.46 + (63/1.25)*1.35/9.66 \approx 39.37 \text{ tn/m}^2 \approx 39 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = (105+14+47.5/1.25+18.85+26.6) / 13.1 - (179/1.25)*3.00 / 25.46 - (63/1.25)*1.35/9.66 \approx -8.46 \text{ tn/m}^2 \text{ (tracción)}$$

Esfuerzos en la esquina superior derecha de la zapata

$$\sigma_3 = (105+14+47.5/1.25+18.85+26.6) / 13.10 + (179/1.25)*2.27 / 25.46 + (63/1.25)*1.65/9.66 \approx 36.82 \text{ tn/m}^2 \leq 39 \text{ tn/m}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_4 = (105+14+47.5/1.25+18.85+26.6) / 13.10 - (179/1.25)*2.27 / 25.46 - (63/1.25)*1.65/9.66 \approx -5.92 \text{ tn/m}^2 \text{ (tracción)}.$$

Como vemos los máximos esfuerzos se dan en la esquina inferior izquierda de la zapata.

Como no pueden existir tracciones en el suelo, se formó un **rectángulo de presiones**, tal que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante. Como tenemos flexión biaxial tendremos 2 excentricidades para cada sentido ($\uparrow\downarrow$) del sismo en Y, pero solo tomaremos la excentricidad más grande para cada sentido del sismo Y, la cual se da con el momento M3.

Para Sismo en Y \uparrow , el nuevo esfuerzo actuante será:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P}{2B (L/2 - e)}$$

Se tiene los siguientes valores:

$$P_{\text{servicio}} = 105+14+38+18.85+26.6 = 202.45 \text{ ton}$$

$$e_y = M/P = (179/1.25)/202.45 = 0.70 \text{ m.}$$

$$B = 3.00 \text{ m.}$$

$$L/2 = 2.27 \text{ m.}$$

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{202.45}{2(3.00) (2.27 - 0.70)} \approx 21.5 \text{ ton/m}^2 \leq 39 \text{ ton/m}^2. \text{ OK}$$

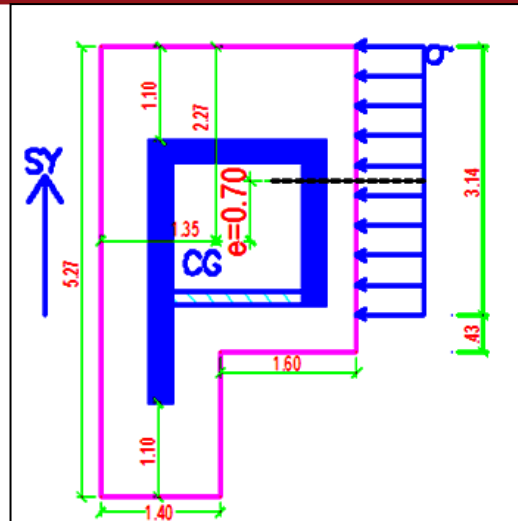


Figura 16.1-d: Distribución rectangular de presiones del suelo

Para **Sismo en Y** ↓, tenemos que ubicar la resultante de los esfuerzos en el punto de la excentricidad, por lo que **no** podemos usar la formula:

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P}{2B (L/2 - e)}$$

ya que esta sirve cuando la sección comprimida cae en un área continua y en este caso la sección comprimida cae en un área discontinua.

Se tiene los siguientes valores:

$$P_{\text{servicio}} = 105 + 14 + 38 + 18.85 + 26.6 = 202.45 \text{ ton}$$

$$e_y = M/P = (179/1.25)/202.45 = 0.70 \text{ m.}$$

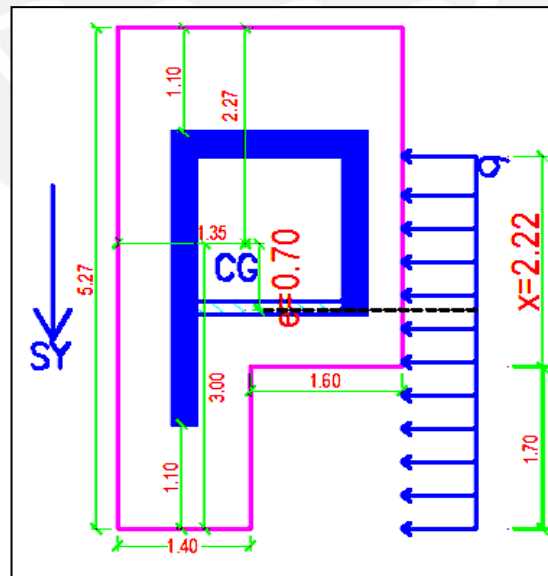


Figura 16.1-f: Distribución rectangular de presiones del suelo

$$x = 2.22 \text{ m, entonces: } 1.40 \cdot 1.70 \cdot \sigma + 3.00 \cdot 2.22 \cdot \sigma = 202.45$$

$$\sigma = 22.39 \text{ tn/m}^2 \leq 39 \text{ ton/m}^2. \text{ OK}$$

16.2 ANALISIS POR CORTANTE EN 1 DIRECCION

La sección crítica de cortante se mide a “d” de la cara, por lo tanto como se aprecia en la figura 16.2-a solamente existe una cortante importante en la parte superior e inferior de la zapata ya que los volados miden 1.10m.

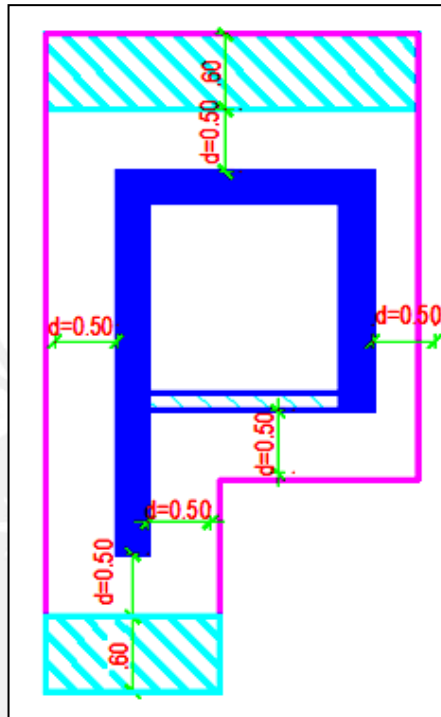


Figura 16.2-a: Cortante a “d” de la cara

A continuación se muestra el cálculo, en el volado más grande de la zapata los cuales son iguales y se dan en la zona superior e inferior, donde se cumple:

$$\Phi V_c > V_u$$

Donde:

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot Y$$

El σ_u se calculó amplificando la mayor presión actuante (sismo en X).

$$\sigma_u = 1.25 \sigma_{act} = 1.25 \cdot 27.25 = 34 \text{ ton/m}^2$$

Reemplazando los valores, se tiene que:

En un metro lineal de ancho, $B=1\text{m}$

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 50 \approx 33 \text{ tn}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot Y \cdot B = 34 \cdot 0.60 \cdot 1.00 \approx 20 \text{ tn}$$

$$\Phi V_c = 33 \text{ ton} > V_u = 20 \text{ OK}$$

16.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseñó la zapata con $\sigma_u = 34 \text{ ton/m}^2$.

Para el cálculo de los momentos flectores, se modeló la zapata, en franjas de 1m de ancho, para las dos direcciones.

La figura 16.3-a, muestra el modelo de la franja más crítica para el diseño por flexión:

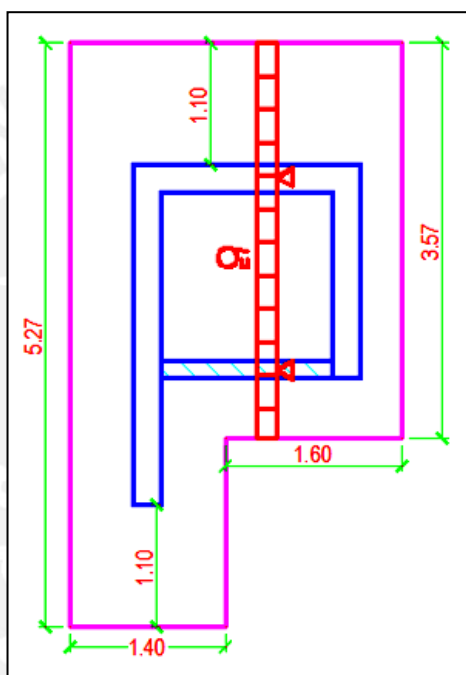


Figura 16.3-a: Modelo de diseño por flexión

La figura 16.3-b, muestra el diagrama de momentos flectores de la franja:

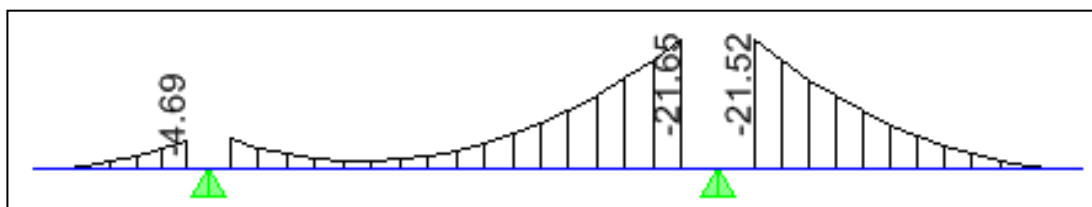


Figura 16.3-b: Diagrama de Momentos Flectores

As mínimo = $0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 10.8 \text{ cm}^2 = 5/8" @ 20$ (sup e inf.)

Para hallar el As inferior se toma el momento, $M_u = 21.52 \text{ tnm}$ donde:

$A_s = 11.7 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín}} = 10.8 \text{ cm}^2$

Sólo será necesario colocar As mínimo para el superior ya que no hay tracciones en esta zona como se aprecia en el DMF.

As colocado: $3/4" @ 20$ (inf.)

$5/8" @ 20$ (sup.)

En la figura 16.3-c se muestra el diseño de la zapata del muro 04.

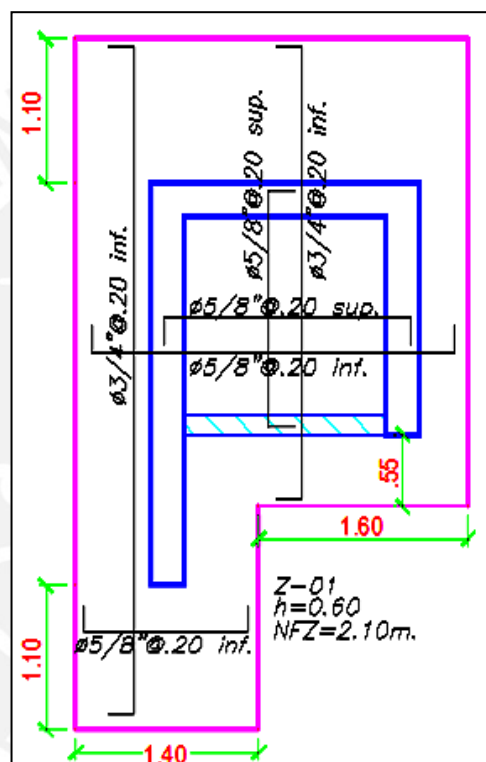


Figura 16.3-c: Diseño de zapata del muro 04

PARTE 4: DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN MUROS DE CORTE CON RIGIDEZ EN AMBAS DIRECCIONES

17. ANÁLISIS ESTÁTICO DE UNA ESTRUCTURA SIMPLE Y SIMÉTRICA PARA SISMO EN Y

Para conocer la distribución de fuerzas sísmicas en una estructura por el programa etabs, se hizo un análisis estático de una estructura, simple y simétrica, respecto al eje Y, con el objetivo de eliminar la torsión y obtener resultados fáciles de comprobar a mano. La estructura es de un piso y la altura de los muros es de 15 m para despreciar las deformaciones por corte. La estructura que se modeló está sometida a una fuerza sísmica de 100 ton.

La estructura en planta es la siguiente:

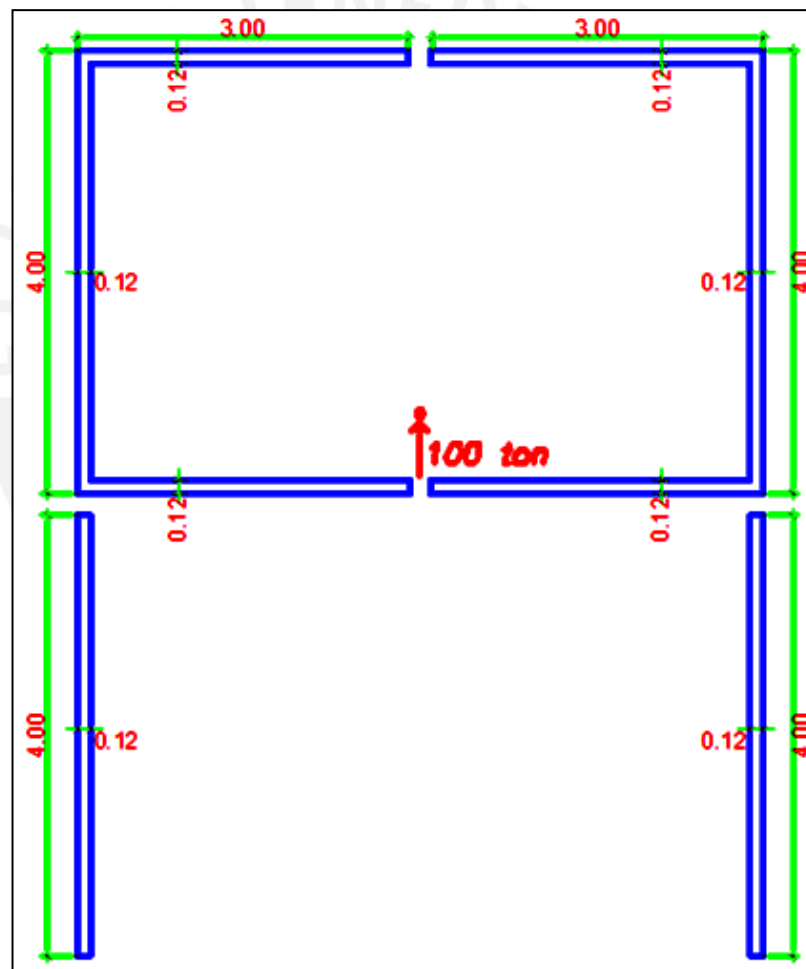
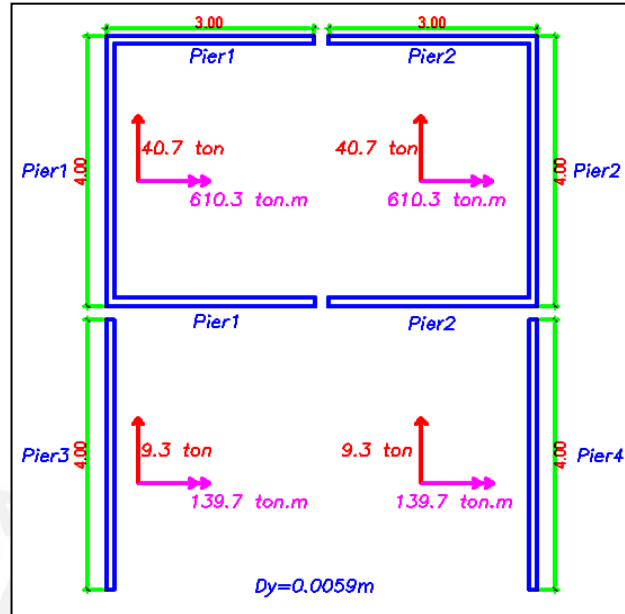


Figura 17.-a: Estructura en planta

17.1 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL PROGRAMA ETABS

Este 1er análisis consideró al muro en forma de C como un **sólo Pier**.

El desplazamiento, las fuerzas cortantes y momentos flectores que se producen en la estructura al estar sometido a la fuerza de 100 ton utilizando el Etabs es:



A continuación presentamos los cálculos a mano para hallar el desplazamiento, fuerzas cortantes y momentos flectores:

Como la fuerza actúa en el centro de rigidez y la losa se comporta como un diafragma rígido, todos los muros experimentarán el mismo desplazamiento de la forma $Dy = (FL^3 / 3EI)$, despreciando las deformaciones por corte. Así también cada muro absorberá una fuerza proporcional a su rigidez igual a: $F_i = I_{ix} F / I_{total}$

$$I_x(\text{muro forma de C}) = 3.52 \text{ m}^4 \quad I_x(\text{muro forma de I}) = 0.64 \text{ m}^4 \quad I_{total} = 8.3252 \text{ m}^4$$

$$V(\text{muro forma de C}) = 3.52 \times 100 / 8.3252 = 42.3 \text{ tn}$$

$$V(\text{muro forma de I}) = 0.64 \times 100 / 8.3252 = 7.7 \text{ tn}$$

$$M(\text{muro forma de C}) = 42.3 \times 15 = 634.5 \text{ tn.m.}$$

$$M(\text{muro forma de I}) = 7.7 \times 15 = 115.5 \text{ tn.m.}$$

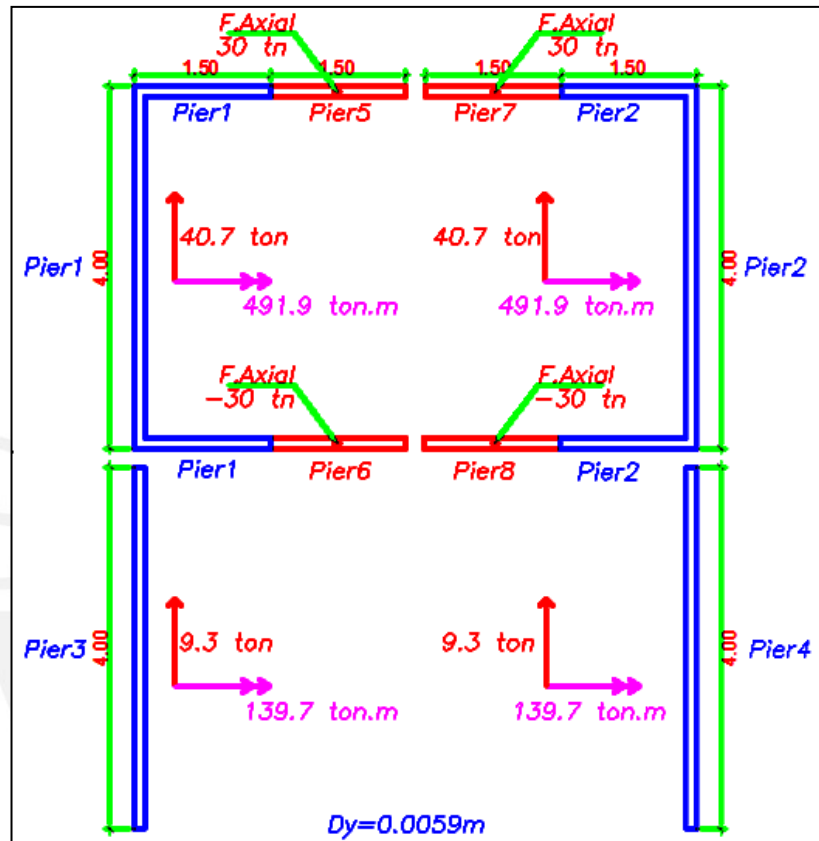
$$Dy = 42.3(15^3) / (3 \times 2200000 \times 3.52) = 0.0061 \text{ m}$$

Conclusión 1: El programa Etabs considera el aporte total de las alas a la inercia del muro en forma en C, y esto se corrobora con el cálculo hecho a mano (se incluyó las alas para hallar la inercia=3.52m⁴), donde las fuerzas absorbidas por el muro son similares 40.7 tn (Etabs) \approx 42.3 tn (mano).

Conclusión 2: La fuerza del muro en forma de C es aproximadamente 4.3 veces mayor que el muro en forma de I, lo cual es muy dudable ya que ambos muros tienen una longitud de 4m en el sentido analizado, por lo que deducimos que este modelo no es adecuado para estimar las fuerzas.

17.2 PARTICIÓN DEL PIER PARA UN MURO CON RIGIDEZ EN SUS DOS DIRECCIONES

Con el objetivo de aminorar las diferencias entre las fuerzas absorbidas de los muros en forma de C e I (40.7 tn y 9.3 tn), se decidió partir el pier del muro en forma de C, de tal manera que se considere la contribución de 1.5m de aleta y no la longitud total (3m) como se hizo en el análisis anterior. Por lo tanto el desplazamiento, las fuerzas cortantes y momentos flectores que se producen en la estructura al estar sometido a la fuerza de 100 ton utilizando el Etabs es:

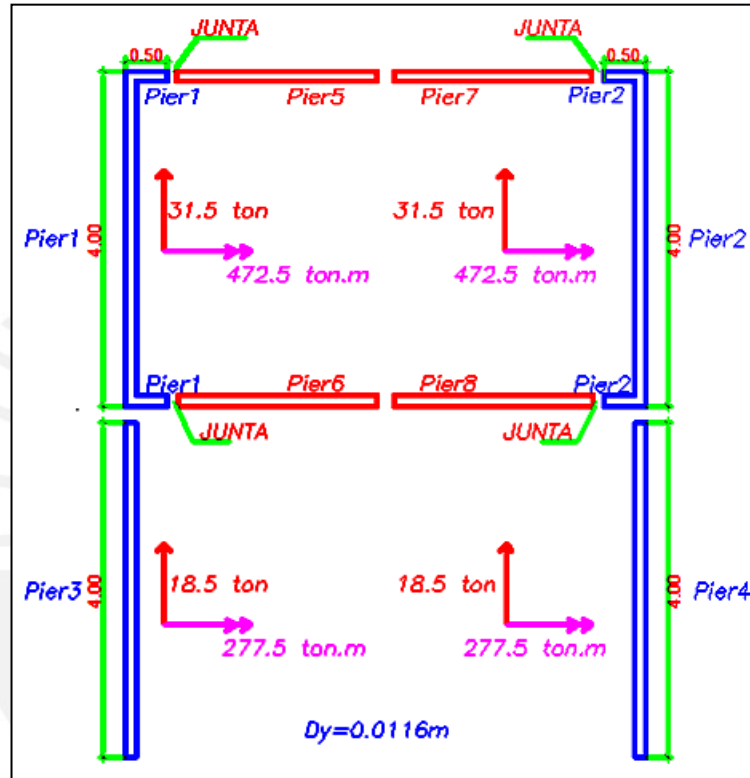


Conclusión 1: Las fuerzas cortantes absorbidas por ambos muros C e I (40.7 tn y 9.3 tn) se mantienen iguales a las del 1er análisis, por lo que podemos concluir que no hubo una redistribución de cortantes, quedando claro que esta solución de partir los piers no es válida.

Conclusión 2: Los momentos flectores absorbidos por el muro en forma de C disminuyó de 610.3 tn.m a 491.9 tn.m, la diferencia de 118.4 tn.m está dada por el par de fuerzas axiales de 30 tn. A pesar de que el momento ha disminuido, el muro en forma de I mantiene las cortantes y momentos para mantener el equilibrio.

17.3 MODELO IDEAL PARA UN MURO CON RIGIDEZ EN SUS DOS DIRECCIONES

Esta tercera opción se realizó con el objetivo de poder redistribuir las cortantes y momentos flectores de acuerdo a la rigidez de ambos muros (formas C e I), considerando la contribución de 0.50 m de aleta contribuyente, para el muro en forma de C. Se decidió partir el pier del muro en forma de C como en el caso anterior y además se colocó una **junta** entre los piers partidos. Por lo tanto el desplazamiento, las fuerzas cortantes y momentos flectores que se producen en la estructura al estar sometido a la fuerza de 100 ton utilizando el Etabs es:



Conclusión 1: Las fuerzas cortantes ahora si se han redistribuido en ambos muros C e I siendo 31.5tn y 18.5tn respectivamente, representando mejor a la distribución de las fuerzas sísmicas. Los momentos también se han redistribuido en ambos muros quedando claro que: la **partición de los piers más la junta**, es la forma de modelar y obtener resultados más reales de las fuerzas que absorben los muros con rigidez en sus 2 direcciones.

Conclusión 2: Para hacer el análisis sísmico en las 2 direcciones de la estructura, tengo necesariamente que hacer 2 modelos: El primero es hacer la partición de los piers con juntas de los muros para sismo en x y el segundo es hacer la partición de los piers con juntas de los muros para sismo en Y. La norma E-060(referencia 5) nos dice que la longitud de la aleta contribuyente deberá ser el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo.

PARTE 5: METRADO DE ACERO Y CONCRETO

18. METRADO DE ACERO Y CONCRETO

A continuación se muestra el metrado del concreto y del acero de refuerzo, mostrando los valores de incidencia en los distintos elementos estructurales del edificio.

AREA TOTAL (m2)	1,593.00
----------------------------	-----------------

Item	Descripción	Concreto (m3)	Acero (kg)	kg/m3	kg/Area Total.
1.00	CIMIENTOS				
1.10	FALSO CIMIENTO ($F'c=100 \text{ kg/cm}^2$)	71.00			
1.20	CIMIENTOS CORRIDOS	71.00	1,642.00	23.13	1.03
1.30	ZAPATA	7.86	342.66	43.59	0.22
2.00	EDIFICIO				
2.10	MUROS	283.36	12,747.95	44.98	8.00
2.20	LOSA ALIGERADA	108.63	5,572.94	51.30	3.50
2.30	LOSA MACIZA	22.52	1,150.00	51.06	0.72
2.40	VIGA PERALTADA	3.60	424.66	117.96	0.26
2.50	VIGA CHATA	21.26	1,826.67	85.92	1.15
2.60	ESCALERAS	15.90	813.65	51.17	0.51
3.00	CISTERNA Y CUARTO DE BOMBAS				
3.10	MUROS DE CISTERNA y CTO. BOMBAS	3.62	206.32	56.99	0.13
3.20	LOSA DE FONDO DE CISTERNA	1.53	62.24	40.67	0.04
3.30	LOSA DE TECHO DE CISTERNA	1.38	43.17	31.28	0.03
4.00	CUARTO DE MAQUINAS DEL ASCENSOR				
4.10	MUROS DEL CUARTO DE MAQUINAS	5.78	250.07	43.26	0.16
4.20	LOSA DEL CUARTO DE MAQUINAS	0.81	39.28	48.49	0.02
4.30	LOSA DE TECHO DEL CUARTO DE MAQUINAS	0.75	24.54	32.72	0.02
5.00	TOTALES ($F'c=210\text{kg/cm}^2$)	549.62	25,146.62		

6.00	COCIENTE (kg Total / m2 Total)	15.79
7.00	COCIENTE (kg Total / m3 Total)	45.75

18. CONCLUSIONES

Configuración estructural

- Para hacer rígida la zona de transición entre el bloque izquierdo y derecho del edificio, se determinó que la losa sea maciza. Además esta losa se encuentra rodeada por placas de concreto, quienes proporcionan aún mayor rigidez a esta zona de transición, por lo tanto podemos considerar a toda la losa como un diafragma rígido, evitando separar con una junta de construcción el bloque izquierdo y derecho.

Diseño por capacidad

- Cuando se diseño por capacidad los muros de concreto, se encontró que la fuerza cortante de diseño V_u (capacidad) crecía conforme aumentaba la altura, lo cual no permitía reducir el refuerzo horizontal, por lo que se concluyó que el diseño por capacidad se deben hacer solamente para los pisos inferiores donde se encuentran las máximas solicitaciones de cortantes.

Distribución de las fuerzas cortantes en los muros con rigidez en sus 2 direcciones

- Cuando se diseñe los muros estructurales con rigidez en sus dos direcciones con el programa etabs, hay que tener en cuenta que el programa distribuye las fuerzas cortantes proporcionales a la inercia de toda la sección, no tomando en cuenta la longitud efectiva que realmente está trabajando, esto es importante porque los muros con gran inercia se llevan una cortante muy alta disminuyendo así las cortantes en el resto de muros que tienen una menor inercia.

Para esto es necesario modelar los muros considerando solamente la longitud efectiva que es el 10% de la altura total del muro, separándolo con una junta con el resto del muro.

REFERENCIAS

1. Título: Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.
Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004
2. Título: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.
Autor: Blanco Blasco, Antonio.
Pie de Imprenta: Lima, Colegio de Ingenieros del Perú, 1994
3. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.030: Diseño Sismo resistente.
Pie de Imprenta: Lima, Abril 2003
4. Título: Especificaciones normativas para el diseño sismo resistente en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.
Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004
5. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.060: Norma de concreto armado.
Pie de Imprenta: Lima, Mayo 1989
6. Título: Reglamento Nacional de Construcciones: Norma E.020: Norma de cargas.
Pie de Imprenta: Lima, Abril 2003
7. Título: Diseño y Análisis de secciones de concreto armado DIANSCA.
Autor: Ottazzi Pasino, Gianfranco.
8. Título: Apuntes del curso: Concreto Armado 1.
Autor: Ottazzi Pasino, Gianfranco.
Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2006

BIBLIOGRAFIA

1. Título: Diseño Sísmico de Edificios
Autor: Bazan/Meli
Pie de Imprenta: Mayo 2003
Editorial Limusa
2. Título: Fuerzas Sísmicas Principios y Aplicaciones
Autor: Carlos Ramiro Vallecilla B.
Pie de Imprenta: Marzo 2003
Editorial Bauen

